UNIVERSIDAD DE CUENCA
Fundada en 1867

Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

ESTUDIO GEOTÉCNICO Y ANÁLISIS DE LAS POSIBLES SOLUCIONES DE LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE NORCAY.

TESIS PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Director:
Ing. Rolando Armas Novoa., MSc

Tutor: Ing. Jorge Víctor León Rodríguez., MSc

Autores:
Luis Antonio Pomaquiza Castro
Lucio Mauricio Solórzano Ramírez

Cuenca – Ecuador
Febrero, 2014

RESUMEN:

El presente trabajo investigativo tiene como objetivo el estudio Geotécnico de las cimentaciones del puente Norcay. Como un método de comprobación de los diseños iniciales se realizaron los ensayos y clasificación de suelos respectivos a nivel de cimentación, En el estribo izquierdo y en las pilas los resultados son coherentes con los estudios iniciales, sin embargo en el estribo derecho existe una gran discrepancia de resultados perjudicando a los diseños iniciales, por esta razón se procede a recalcular los esfuerzos que genera la estructura en el suelo para verificar si en realidad el estrato encontrado a nivel de cimentación no es adecuado.

Luego de obtener los esfuerzos en el suelo, se aprecia que las solicitaciones de carga demandan mayores esfuerzos con respecto a los que el estrato aportaría como soporte. Realizada esta comparación, concluimos que el estrato no es adecuado para cimentar el estribo.

Debido al problema anteriormente descrito, se realizó un sondeo de los suelos bajo la cimentación en busca de un estrato resistente, el cual encontramos a una profundidad de 7m con la ayuda de los ensayos NSPT. Como el estrato se encuentra a profundidad considerable, realizar una cimentación superficial sería muy dificultosa ya que demanda excesivos movimientos de tierra bajo el nivel freático y los esfuerzos producidos en la zapata aumentarían, lo que implicaría un nuevo diseño estructural del estribo. Para hacer uso del diseño estructura inicial del estribo derecho y cimentar sobre el estrato resistente, necesariamente tenemos que diseñar una cimentación profunda con pilotes hincados.

Palabras claves: cimentación, estrato, caudal de diseño, carga muerta, carga viva, sismo, presiones de tierra , pilas, pilotes, resistencia, carga por punta, carga por fricción, capacidad portante, esfuerzos, estribo.

ABSTRACT:

This research work aims to the geotechnical study of the Norcay bridge foundations. As a method of checking the initial designs, tests and the respective soil classifications corresponding to foundation level were performed. In the left abutment and in the piles, the results are consistent with earlier studies. However, in the right abutment there is a considerable discrepancy among the results that put in jeopardy the early designs. Therefore, it is necessary to recalculate the stresses that the structure generates on the ground to confirm if the stratum found on foundation level is actually not adequate.

After obtaining the efforts on the ground, it is seen that the stresses of load demand greater efforts with regard to the ones that the stratum would bring as support. Once this comparison was performed, we concluded that the stratum is not suitable for cementing footboard.

Due to the problem described above, a survey of the soil under the foundation was made in search of a resistant stratum, which was found at a depth of 7m with the help of NSPT methods. Since the layer is located at a considerable depth; performing a superficial foundation would be very difficult because it will demand excessive soil movement under the ground water level and the stresses produced on the shoe will also increase. This will imply a new structural design of the stirrup.

To use the initial structural design of the right abutment and to develop a foundation over the resistant stratum, it is necessary to design a deep foundation with driven pilings.

Key words: foundations, stratum, flow design, dead load, live load, earthquake, earth pressures, piles, pilings, resistance, load by tip, load by friction, bearing capacity, efforts, abutment.

CONTENIDO

LISTADO DE TABLAS

LISTADO DE FIGURAS

.

LISTADO DE SÍMBOLOS.

Ap;	Área de la punta del pilote
δ:	Ángulo de fricción entre suelo y pilote.
Ø:	Ángulo de fricción interna del suelo.
Θ:	Ángulo que forma la cara interna del muro con la vertical
δ:	Ángulo de fricción entre el muro y el suelo
α:	Ángulo que forma la superficie del suelo con la horizontal.
Sg(e) :	Asentamiento del grupo de pilotes
Qu :	Carga última del pilote
Qp:	Carga tomada en la punta del pilote
Qs:	Carga tomada por la fricción del pilote
qu:	Capacidad de carga del suelo
c:	Cohesión del suelo
K:	Coeficiente de presión de tierra
Qadm:	Capacidad de carga admisible de pilotes
Q:	Caudal
U:	Carga confiable
Ka:	Coeficiente activo
Qg(u):	Capacidad última de carga del grupo de pilotes.
K_{AE}:	Coeficiente de presión con sismo
Kh:	Coeficiente de empuje horizontal
Kv:	Coeficiente de empuje vertical
P:	Carga
(Q_A):	Deposito aluvial
σ´o:	Esfuerzo vertical efectivo
Ŋ:	Eficiencia del grupo de pilotes.
e :	Espesor
Fmax- Fmin:	Esfuerzo en el suelo
$F_{cs}F_{qs}F_{\gamma s}$:	Factores de forma
$F_{cd}F_{qd}F_{\gamma d}$:	Factores de profundidad
$F_{ci}F_{qi}F_{\gamma i}$:	Factores de inclinación de la carga
$N_c N_q N_\gamma$:	Factores de capacidad de carga
FS:	Factor de seguridad
I:	Factor de impacto
(K_{PA}):	Formación Pallatanga
ΔL:	Longitud incremental del pilote
N_{SPT}:	Número de penetración estándar
N_{COR}:	Número de penetración estándar corregido.
F_R:	Número de froude
Z:	Profundidad de suelo
p:	Perímetro de la sección del pilote.
Df:	Profundidad de desplante de la cimentación
Pa:	Presión activa.
Pp:	Presión pasiva.
P_{AE}:	Presión de suelo incluyendo el sismo
W:	Peso del estribo.
ɣsat :	Peso específico saturado kg/m3
ɣw:	Peso específico del agua kg/m3
f:	Resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad z.
R:	Reacciones
(G^{GD}):	Roca Intrusivos
(M):	Roca Metamórfica
V:	Velocidad del agua

Universidad de Cuenca

UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Lucio Mauricio Solórzano Ramírez, autor de la tesis "ESTUDIO GEOTÉCNICO Y ANALISIS DE LAS POSIBLES SOLUCIONES DE LA CIMENTACION DEL PUENTE NORCAY", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, Febrero del 2014

Lucio Mauricio Solórzano Ramírez
C.I. 1400618821

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316
e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103
Cuenca - Ecuador

Universidad de Cuenca

UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Luis Antonio Pomaquiza Castro, autor de la tesis "ESTUDIO GEOTÉCNICO Y ANALISIS DE LAS POSIBLES SOLUCIONES DE LA CIMENTACION DEL PUENTE NORCAY", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, Febrero del 2014

Luis Antonio Pomaquiza Castro
C.I. 0302306220

Universidad de Cuenca

UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Lucio Mauricio Solórzano Ramírez, autor de la tesis "ESTUDIO GEOTÉCNICO Y ANALISIS DE LAS POSIBLES SOLUCIONES DE LA CIMENTACION DEL PUENTE NORCAY", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, Febrero del 2014

Lucio Mauricio Solórzano Ramírez
C.I. 1400618821

Universidad de Cuenca

UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Luis Antonio Pomaquiza Castro, autor de la tesis "ESTUDIO GEOTÉCNICO Y ANALISIS DE LAS POSIBLES SOLUCIONES DE LA CIMENTACION DEL PUENTE NORCAY", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, Febrero de 2014

Luis Antonio Pomaquiza Castro
C.I. 0302306220

DEDICATORIA

Esta tesis primeramente se la dedico a Dios quien supo guiarme por el buen camino, darme fuerzas para seguir adelante y no desmayar en los problemas que se presentaba.

A mis padres Alejandro y Filomena quienes con su apoyo, consejo, comprensión, amor, ayuda en los momentos difíciles, y por darme los recursos necesarios para poder lograr este objetivo. Me han dado todo lo que soy como persona, mis valores, mis principios, mi carácter, mi empeño, mi perseverancia, mi coraje para seguir mis objetivos.

A mis hermanos Orlando y Elena por estar siempre presentes, acompañándome para poderme alcanzar este objetivo.

A mi Abuelita Lucinda que ha sido una de las personas que me ha ayudado desde la infancia en todo y que también ha estado presente en los momentos que los he necesitado.

Y a mi amigo Lucio, que hemos compartido triunfos y fracaso durante los 6 años de la vida Universitaria.

LUIS ANTONIO

DEDICATORIA

Esta tesis dedico principalmente a Dios quien me ha guiado por un buen camino, sin descuidarme ni un solo instante, llenándome siempre de bendiciones como es poder llegar a este momento tan importante de mi vida profesional.

A mi hermosa hija Danna Luzie Solórzano Gallegos, que con sus primeras sonrisas me llenó de vida y fue mi más grande inspiración para llegar a la culminación de este proyecto.

A querida esposa Diana Priscila Gallegos Peñaranda, quien supo tolerar la vida de estudiante, apoyándome siempre dándome la esperanza que necesitaba para seguir adelante.

A mis padres Raúl y Leonor por ser el pilar más importante y por demostrarme siempre su cariño y apoyo incondicional sin importar nuestras diferencias de opiniones. Me han dado todo lo que soy como persona, mis valores, mis principios, mi carácter, mi empeño, mi perseverancia, mi coraje para conseguir mis objetivos.

A mis hermanos Janneth, Orlando, William, por estar siempre presentes, acompañándome y brindándome su apoyo incondicional para poder alcanzar este objetivo. A mi hermana Diana que juntos emprendimos la vida universitaria y cuando me sentía derrotado, tú con paciencia y consejos me pedias que continúe, que esta carrera es de los que perseveran y hoy me encuentro dedicándote estos últimos días como universitarios.

A mi incondicional amigo Lucho con quien he compartido triunfos y fracasos desde el primer año de universidad, apoyándonos mutuamente para poder lograr este sueño tan anhelado.

Lucio Mauricio

AGRADECIMIENTO

Este presente trabajo primeramente agradecemos a Dios y a nuestras familias que han sido uno de los pilares fundamentales en la consecución de este logro importante de nuestras vidas profesionales y por brindarnos la oportunidad para terminar exitosamente esta etapa de estudio.

Agradecemos también a la “Universidad de Cuenca” y su personal de docentes y administrativo por habernos formado como profesionales.

A nuestro Director de Tesis, Ing. Rolando Armas Novoa con su esfuerzo, dedicación, conocimientos, experiencia, paciencia y su motivación. Hizo posible la culminación de nuestra tesis con éxito formándonos como personas e investigadores.

Y por último a nuestro subdirector del proyecto “Control de Inundaciones del Río Cañar“ Ing. Gerard Fernández que ha sido una persona comprensible, apoyándonos con todo a su alcance, con la finalidad que nosotros podamos dar por culminado este proyecto investigativo.

Son muchas las personas que han formado parte de nuestras vidas profesionales las que nos encantaría agradecerles su amistad, consejos, apoyo, ánimo y compañía en los momentos más difíciles de nuestras vidas queremos darles las gracias por todo lo que me han brindado y por todas sus bendiciones.

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN GENERAL.

1.1 Introducción.

La cuenca baja del río Guayas es una de las regiones con mayor potencial para el desarrollo del país, especialmente en el campo agrícola, pero a su vez integra una zona que debe afrontar inundaciones periódicas, debido a precipitaciones pluviales extremas y a la fisiografía particular de la zona.

Los ríos Bulubulu, Cañar y Naranjal, en sus cuencas bajas, constituyen una de las regiones hidro-económica y ambientales con mayor potencial para el desarrollo del país, pero como zona de planicie costera, está expuesta a graves problemas de inundaciones periódicas que dificultan su aprovechamiento.

El rio Patul, Norcay y Piedras son afluentes del rio Cañar. El Puente Norcay fue uno de los puentes más importantes que unía a las poblaciones de San Carlos, Cooperativa 5 de Octubre, Puerto Inca, La Troncal y los demás sectores y comunidades aledañas, ya que la población de éstas se desempeña en ganadería y agricultura. Dicho puente se destruyó en su totalidad por los efectos del fenómeno “El Niño de 1997-1998”. Por parte del gobierno nacional, “SENAGUA” entonces consideró el Proyecto de Control de Inundaciones de los ríos Bulubulu, Cañar y Naranjal como solución.

Por lo antes mencionado se considera la construcción de un nuevo puente sobre el RÍO NORCAY, con una longitud total del puente de 200.00 m., conformado por cinco tramos de 40 metros y con dos vías útiles de calzada de 7.20 metros. El puente contempla dos veredas laterales de 1.20 metros de ancho.

EXPLORACIÓN PARA FUENTES DE MATERIALES.

Para la ejecución del proyecto se requerirían materiales para la elaboración de hormigones para el puente mencionado, por lo que se cuenta con la siguiente mina.

Mina Río Norcay: Se trata de una mina de cauce de río, ubicada cerca de la Cooperativa 5 de Octubre, en el río Norcay. Tendría un volumen ilimitado de materiales que podrían ser utilizados como material de mejoramiento, subbase, base o como agregado para hormigones.

1.2 Objetivo general

Estudiar desde el punto de vista geotécnico las cimentaciones, ya sea esta superficial o profunda, teniendo en cuenta la carga, normativas y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos de la cimentación.

1.3 Objetivos específicos

- Caracterizar los estratos de suelo que sirven de soporte a la cimentación.
- Determinar el diseño más conveniente desde el punto de vista técnico y económico.
- Recomendar el proceso constructivo de la cimentación del estribo derecho del Puente Norcay.

1.4 Justificación.

Durante la ejecución de las excavaciones para la implantación de pilas y estribos del puente sobre el río Norcay, se ha encontrado una gran variabilidad de materiales en el terreno de cimentación, por lo que se ha realizado un nuevo programa de exploración, en base al cual algunos elementos tendrían que ser rediseñados. A través de la elaboración de este trabajo, quienes suscribimos aplicaremos los conocimientos adquiridos durante los estudios de pregrado, complementándolos con investigación bibliográfica, para el análisis de las cimentaciones.

1.5 Alcance

- El proyecto de tesis propuesto tiene como finalidad realizar el estudio de la cimentación y lograr un diseño seguro y económico de la cimentación del Puente Norcay, en base a nuevas perforaciones y resultados de los ensayos de laboratorio.

1.6 Metodología

Para llegar a los objetivos propuestos, se requiere realizar los siguientes estudios de suelos:

- El perfil litológico y estratigráfico de acuerdo a las perforaciones del ensayo de penetración estándar.
- Ensayos físicos de granulometría, plasticidad y densidad especifica de los suelos existentes (muestras alteradas).
- Estudio del relleno como la granulometría, plasticidad y proctor estándar.

Una vez se realice el estudio Geotécnico, se procederá a la fase de diseño adecuado desde el punto de vista técnico y económico.

CAPITULO II: MARCO TEORICO

2.1 Nociones generales

La parte inferior de una estructura se denomina generalmente cimentación y su función es transferir la carga de la estructura al suelo en que ésta descansa. Una cimentación adecuada diseñada es la que transfiere la carga a través del suelo sin sobresforzar a éste. Sobresforzar al suelo conduce a un asentamiento excesivo o bien a una falla cortante del suelo del suelo, provocando daños a la estructura. [1]

El uso de pilotes es una de las técnicas más antiguas del hombre para superar las dificultades de la cimentación de estructuras en suelos blandos. En sus inicios, los pilotes eran todos de madera por su abundancia y su fácil maniobrabilidad, así que para dar seguridad a una estructura se hincaban pilotes en forma abundante, sin ninguna norma y a criterio del constructor. De esta manera, la capacidad de carga del pilote estaba limitada por el grosor de la madera y su capacidad de soportar el peso del martillo sin astillarse. Es así que en un principio se crearon reglas primitivas mediante las cuales la carga admisible de un pilote se basaba en la resistencia al golpe de un martillo de peso y altura de caída conocidos. Como el tipo de estructura de esa época no sufría grandes asentamientos, no surgió otro material que lo reemplace.

A medida que el desarrollo industrial aumenta, se crea una demanda de estructuras pesadas en lugares de terreno blando; surge entonces el pilote de concreto como una solución que supera largamente al pilote de madera, debido a que podía ser fabricado en unidades de las mismas dimensiones que el pilote hecho de madera, pero capaz de soportar compresiones y tensiones mucho mayores. Además que puede moldearse en cualquier forma estructural de acuerdo a las solicitaciones de carga y del tipo de suelo sobre el que se hinca. Con el desarrollo de las máquinas de gran eficiencia de perforación a gran profundidad y diámetro, se reemplazó parcialmente los pilotes hincados por los pilotes moldeados in-situ.

Posteriormente el acero, por su fácil maniobrabilidad y gran resistencia de hincado a grandes profundidades, empezó a tener auge, siendo los problemas de corrosión solucionados con la introducción de capas de pinturas durables y resistentes. [2]

2.2 Tipos de cimentaciones

De manera general, las cimentaciones pueden ser: cimentaciones superficiales y cimentaciones profundas.

2.2.1 Cimentaciones superficiales o directas.

Los elementos verticales de la superestructura, como las columnas o pilas, se prolongan hasta el terreno de cimentación descansando directamente sobre el mediante el ensanchamiento de su sección transversal con el fin de reducir el esfuerzo que se transmite del suelo. De este tipo son las zapatas aisladas, zapatas corridas, zapatas combinadas y losas de cimentación.

Las cimentaciones superficiales son aquellas que tienen una razón de profundidad de empotramiento a ancho de aproximadamente menor que cuatro. [1]

2.2.1.1 Zapatas aisladas

Las zapatas para columnas individuales son, en general, cuadradas, se utilizan zapatas rectangulares cuando las restricciones de espacio obligan a esta selección o si la columna apoyada tiene una sección transversal rectangular bastante alargada. En su forma más simple, consta de una losa sencilla. Como se ve en la Fig 2.1

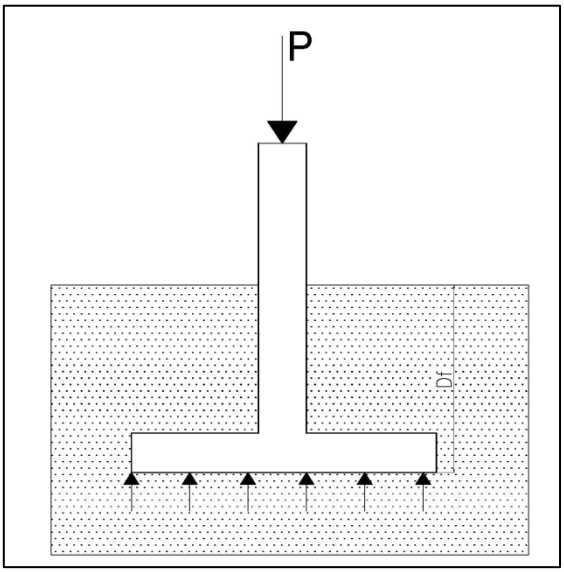


Fig 2.1 Zapata aislada

Donde $D_f =$ es la profundidad de desplante y P la carga puntual.

2.2.1.2 Cimentación con losa y zapatas corridas

En el caso de columnas cometidas a cargas considerables, en particular si están soportadas por suelos relativamente blandos o poco uniformes, se recurre a la utilización de cimentaciones continuas. Como se ve en la Fig 2.2 estas pueden ser zapatas continuas que soportan todas las columnas en determinada fila, o dos conjuntos de estas zapatas en franja que se interceptan formando ángulos rectos, de modo que conformen una cimentación reticular continua. Para cargas aún mayores o suelos más blandos, las franjas se traslapan obteniéndose una losa de cimentación.

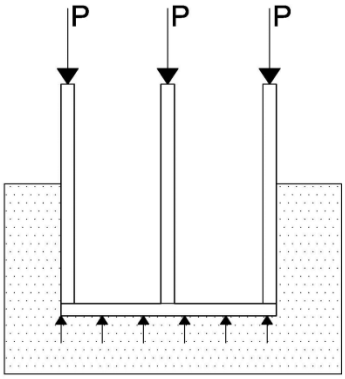


Fig 2.1 Zapatas combinadas

2.2.2 Factores de diseño de la zapata.

Los tipos más comunes de cimentaciones superficiales son las zapatas, ya sean corridas, aisladas o combinadas. La transferencia de esfuerzo básica entre la zapata y el suelo es por presión de aplastamiento de contacto directo.
Para las cimentaciones del tipo aplastamiento, como el caso de las zapatas, se deben establecer varias propiedades estructurales de un suelo. Los principales valores son los siguientes:

- ***Capacidad de carga ultima neta:*** Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría para evaluar la capacidad última de carga de cimentaciones superficiales, considera que una cimentación es superficial si la profundidad D_f (Fig 2.3) de la cimentación es menor que o igual al ancho de la misma. Sin embargo, investigadores posteriores han sugerido que cimentaciones con D_f igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación se define como cimentaciones superficiales.[1]

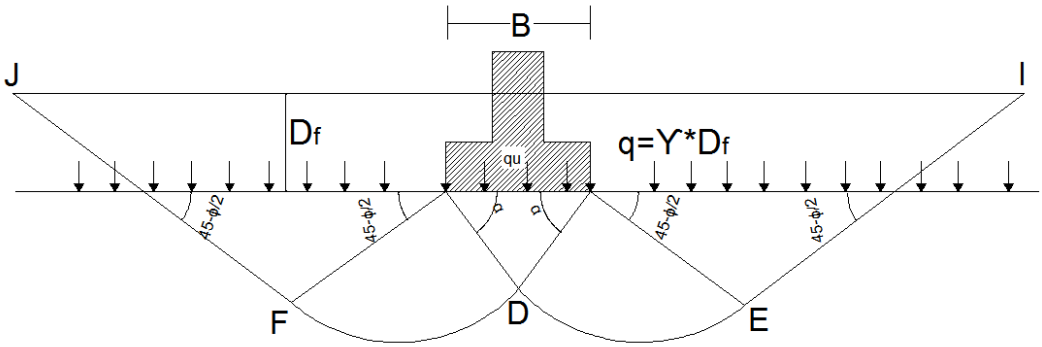


Fig 2.2 Falla por capacidad de carga en un suelo

Donde γ = peso especifico del suelo y $\emptyset$ = ángulo de fricción
La ecuación de Terzaghi es fundamental y con ella se puede calcular la capacidad de carga de una cimentación:

$$q_u = CN_c + \gamma_1 D_f N_q + 1/2\gamma_2 B N_\gamma \qquad (1)$$

Dónde:
q_u: capacidad de carga del suelo

C: cohesión del suelo

γ 1: peso específico del suelo arriba del nivel de desplante

D_f: profundidad de desplante de la cimentación

γ_2: peso específico del suelo abajo del nivel de desplante

B: ancho de la zapata

$N_c N_q$ N_γ: factores de capacidad de carga adimensionales que son únicamente funciones del ángulo de fricción del suelo

$$\boldsymbol{N_q = tan^2\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right) * e^{\pi * tan\emptyset}} \qquad (2)$$

$$\boldsymbol{N_c = \left(N_q + 1\right) * cot\emptyset} \qquad (3)$$

$$\boldsymbol{N_\gamma = \left(2 * N_q + 1\right) * tan\emptyset} \qquad (4)$$

La ecuación (1) es solo para cimentación continua y no se aplica para el caso de cimentaciones rectangulares. Además, la ecuación no toma en cuenta la resistencia a cortante a lo largo de la superficie de la falla. Para tomar en cuenta todos estos aspectos, Meyerhof (1963) sugirió la siguiente forma para ecuación de capacidad general de carga. [1]

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \qquad (5)$$

Donde

c: cohesión

q: esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

γ: peso específico del suelos

B: ancho de la cimentación

$F_{cs}F_{qs}F_{\gamma s}$: Factores de forma

$F_{cd}F_{qd}F_{\gamma d}$: Factores de profundidad

$F_{ci}F_{qi}F_{\gamma i}$: Factores de inclinación de la carga

$N_cN_qN_\gamma$: Factores de capacidad de carga

La tabla 2.1 muestra los factores de capacidad de carga.

Φ^0	N_C	N_q	N_γ	Φ^0	N_C	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

Tabla 2.1 Capacidad de carga según Vesic (1963)

Ecuaciones para determinar factores de forma, profundidad e inclinación.[1]

- Factor de forma según De Beer (1970)

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} * \frac{N_q}{N_c}$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} * tan\emptyset$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 * \frac{B}{L}$$

Donde

L: longitud de la cimentación (L>B)

- Factor de profundidad según Hansen (1970)

Condición (a): $\frac{D_f}{B} \leq 1$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 * \frac{D_f}{B}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 * tan\emptyset * (1 - sen\emptyset)^2 * \frac{D_f}{B}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Condición (b): $\frac{D_f}{B} > 1$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 * \tan^{-1}\frac{D_f}{B}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 * tan\emptyset * (1 - sen\emptyset)^2 * \tan^{-1}\frac{D_f}{B}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

- Factor de inclinación de la carga según Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981)

$$F_{ci} = F_{qi} = (1 - \frac{\beta^{\circ}}{90^{\circ}})^2$$

$$F_{\gamma i} = (1 - \frac{\beta}{\emptyset})^2$$

Dónde: β= inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical.

2.2.3 Cimentaciones profundas o indirectas.

Las cargas de la superestructura son transmitidas por elementos intermedios a suelos resistentes que se encuentran a cierta profundidad. Para alcanzar dicho estrato es necesario el uso de pilotes o pilas perforadas.

2.2.3.1 Cimentación con pilas perforadas.

Las pilas perforadas como su nombre lo dice son pilas colocadas en el lugar, que generalmente tienen un diámetro mayor 750mm y estas pueden o no tener acero de refuerzo o un fondo ampliado. [1]

Este tipo de cimentaciones profundas se clasifican de acuerdo en la manera que es diseñada para la transferencia de carga estructural hacia el suelo subyacente.

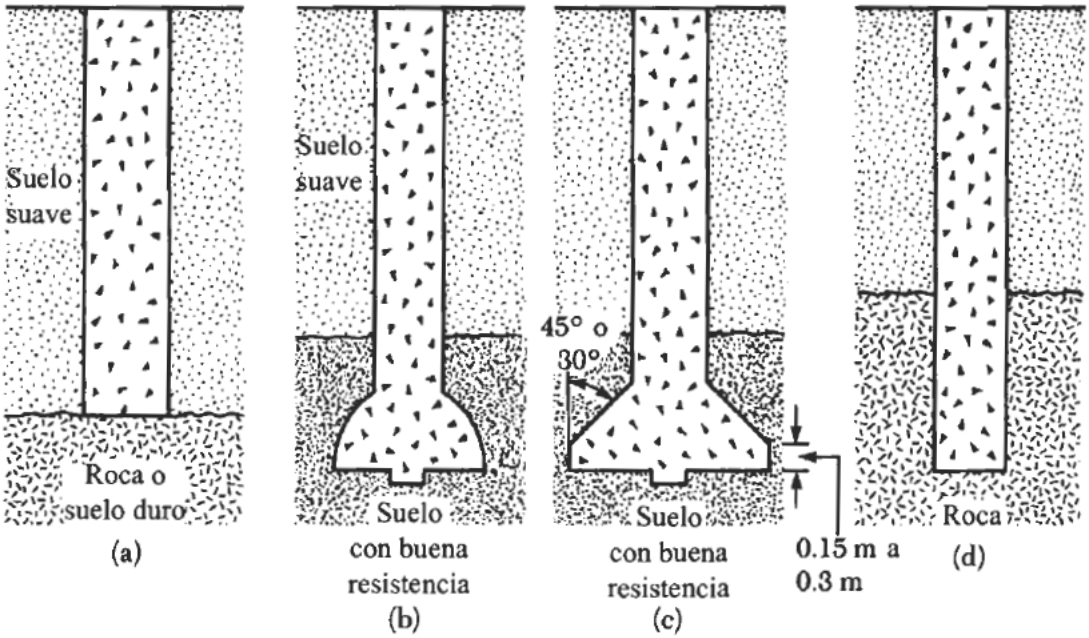


Fig 2.4 Tipos de pilas perforadas: (a) Pila recta; (b) y (c) pilas con campana; (d) pilas rectas empotradas en roca.

En la Fig 2.4 tenemos un esquema completo de los tipos de pilas que se pueden construir y la forma de empotramiento con el suelo.

2.2.3.2 Cimentación con pilotes

Los pilotes son miembros estructurales hechos de acero, concreto o madera y se usan para construir cimentaciones profundas, las cuales tienen un costo mayor que las cimentaciones superficiales. A pesar de su costo, el uso de pilotes es a menudo necesario para garantizar la seguridad estructural, (ver Fig 2.5). [3]

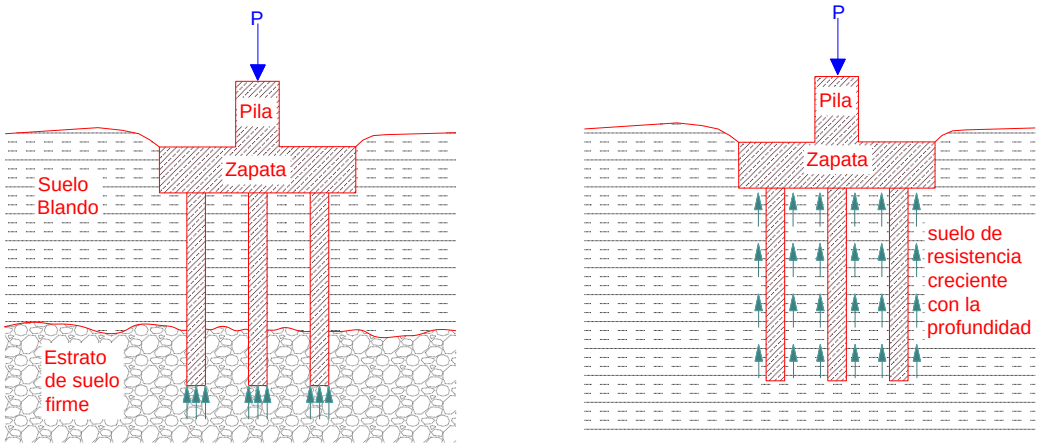


Fig 2.5 Esquema de cimentaciones con pilotes Hicados o Perforado.

El uso de cimentaciones profundas con pilotes Hincados o prefabricados se recomienda cuando:

- Se opta por cimentaciones profundas cuando los esfuerzos transmitidos por el edificio no pueden ser distribuidos suficientemente a través de una cimentación superficial, y en la solución probable se sobrepasa la capacidad portante del suelo.
- Cuando están sometidas a fuerzas horizontales, las cimentaciones con pilotes resisten por fricción mientras soportan a una carga vertical transmitidas por la estructura.
- Cuando el terreno tiende a sufrir grandes variaciones estacionales: por hinchamientos y retracciones.
- Cuando los estratos próximos al cimiento pueden provocar asientos imprevisibles y a cierta profundidad, caso que ocurre en terrenos de relleno o de baja calidad.
- Las cimentaciones de algunas estructuras como torres de transmisión, plataformas fuera de la costa y losas de sótano debajo del nivel freático, son sometidas a fuerzas de levantamiento, recurriendo al uso de los pilotes.
- Los estribos y pilas de puentes son construidos usualmente sobre cimentaciones con pilotes, para evitar la posible pérdida de capacidad de carga que una cimentación superficial podría padecer debido a la erosión del suelo (socavación) en la superficie del terreno.

En nuestra investigación realizaremos un análisis detallado de cimentaciones profunda con pilotes.

2.2.3.3 Partes de un pilote

Los pilotes generalmente están construidos por tres partes:

Cabeza: Es parte superior del pilote; es la que recibe los golpes sucesivos del maso para su hincado.

Fuste: Es el cuerpo del pilote; es una columna estructural que está fija a la punta y generalmente empotrado en la cabeza.

Punta: Es la parte final del contacto permanente con el suelo y se protege con un casco metálico.

2.2.3.4 Clasificación de los pilotes.

Los pilotes se pueden clasificar tomando en cuenta la forma de trabajo y el material que están construidos.

- ***Según su forma de trabajo*** (Ver Fig 2.6): Según su forma de trabajo los pilotes se clasifican en Pilotes que trabajan por Punta y Pilotes que trabajan por Fricción**.**
  - **De punta:** desarrollan su capacidad soportante apoyándose directamente en un estrato resistente.
  - **De fricción:** desarrollan su capacidad de carga por la fricción lateral que generan contra el suelo que lo rodea.

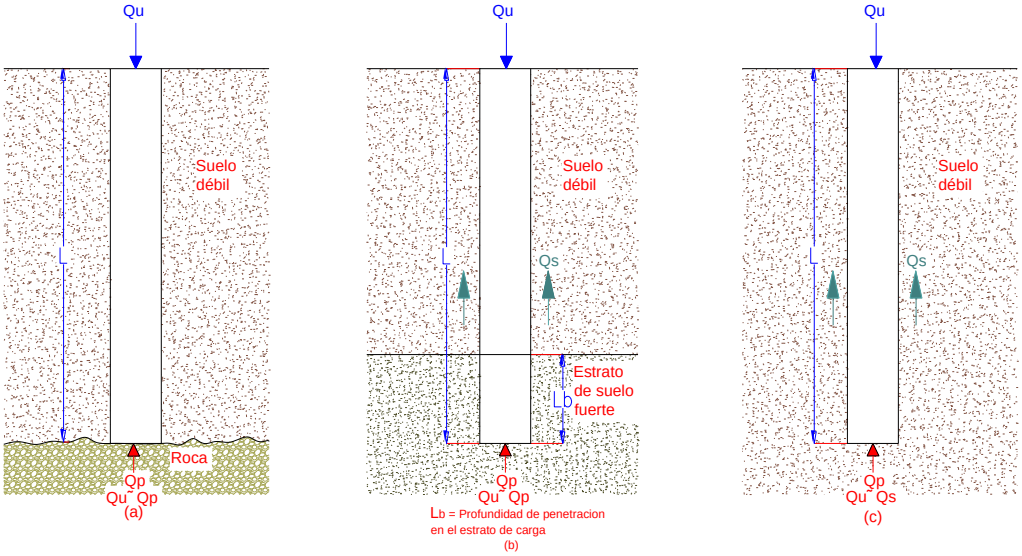


Fig 2.6 Pilotes según su forma de trabajo, (a) y (b) Pilotes de punta, (c) Pilotes de fricción.

- ***Según el material de los que están construidos:*** Por el tipo de material que es construido el pilote se puede clasificar en:
  - Pilotes de Hormigón (prefabricados e hincados y colados "in situ")
  - Pilotes de Acero
  - Pilotes de Madera

2.2.3.5 Pilotes que trabajan de punta.

Trabajan por punta cuando un pilote actúa principalmente como una columna que soporta una carga en su extremo superior y apoya su punta sobre un estrato firme, en la figura anterior se observa claramente las formas de trabajo de los pilotes (ver Fig 2.6 a y b). Si los registros de perforación del suelo establecen la presencia de capas de roca o material rocoso en un sitio dentro de una profundidad razonable, los pilotes se pueden extender hasta el estrato rocoso y si en vez de un lecho de roca se encuentra un estrato de suelo bastante compacto y duro a una profundidad razonable, los pilotes se extenderán unos pocos metros dentro del estrato duro.
Entonces la carga última de los pilotes se expresa como:

$$Q_U = Q_P + Q_S$$

Dónde:
Qu : carga última del pilote
Qp: carga tomada en la punta del pilote
Qs: carga tomada por la fricción superficial desarrollada lateralmente en el pilote (causada por la resistencia cortante entre el suelo y el pilote)
Podemos considerar que si Qs es muy pequeña, entonces: Qu = Qp.

- **CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE DE PUNTA EN ARENAS (Qp)**

Entonces como la capacidad de carga ultima de cimentaciones superficiales se define como:

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

Donde
c: cohesión
q: esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación
γ: peso específico del suelos
B: ancho de la cimentación
$F_{cs}F_{qs}F_{\gamma s}$: Factores de forma
$F_{cd}F_{qd}F_{\gamma d}$: Factores de profundidad
$F_{ci}F_{qi}F_{\gamma i}$: Factores de inclinación de la carga
$N_cN_qN_\gamma$: Factores de capacidad de carga

Por tanto, de forma general la capacidad de carga ultima se expresa como

$$q_u = cN_c^* + qN_q^* + \gamma BN_\gamma^*$$

Donde
$N_c^* = N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci}$
$N_q^* = N_qF_{qs}F_{qd}F_{qi}$
$N_\gamma^* = \frac{1}{2}N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$

Nc*, Nq*, Nγ*, son los factores de capacidad de carga que incluye factores de forma y profundidad, como los pilotes son cimentaciones profundas la resistencia ultima por carga unitaria desarrollada en la punta (q_p) se expresara con una fórmula igual, pero los de Nc*, Nq*, Nγ*, cambian y se tomaran los valores de la Fig 2.7 según su ángulo de fricción. El ancho “B” de la cimentación superficial será remplazado por el ancho del pilote que es “D”, entonces tenemos la siguiente expresión.

$$q_p = cN_c^* + qN_q^* + \gamma DN_\gamma^*$$

Como el término γDNγ*, es relativamente pequeño podemos suprimirlo de la ecuación.

$$q_p = cN_c^* + q'N_q^*$$

Notemos que se sustituye q por q´ en realidad es para aclarar que es un esfuerzo vertical del suelo, y tenemos la famosa ecuación general de Meyerhof (1976) para el cálculo de capacidad de carga por punta de un pilote:

$$Qp = Ap * q_p = Ap(cN_c^* + q'N_q^*) \qquad \text{(Meyerhof)}$$

Dónde:
Qp: resistencia de la punta
Ap: área de la punta del pilote
c: cohesión del suelo que soporta la punta del pilote
q´: esfuerzo vertical efectivo a nivel de la punta del pilote
Nc*, Nq*: factores de seguridad de carga, a partir del ángulo de fricción interna del suelo (φ).

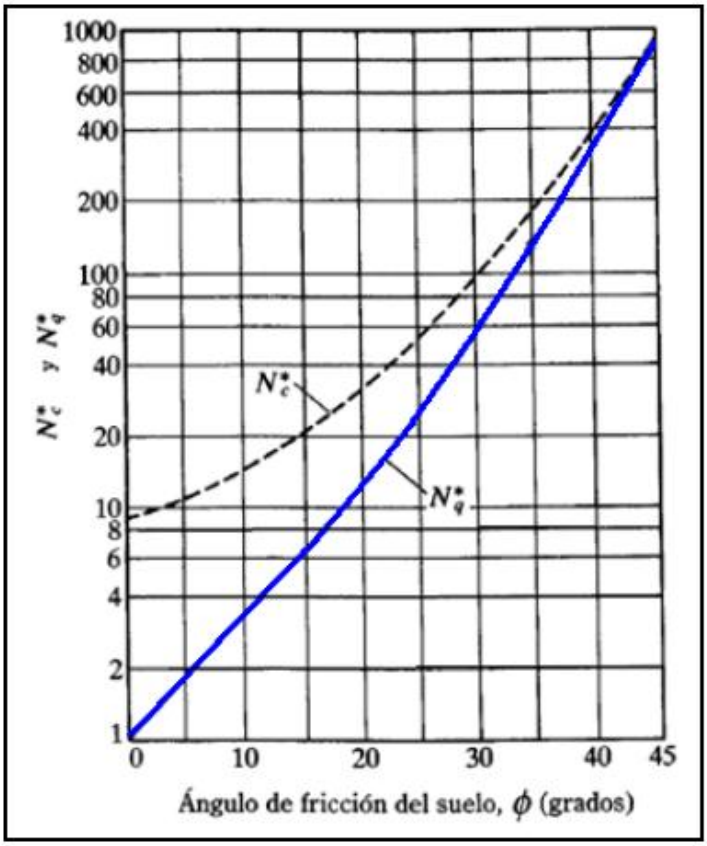


Fig 2.7 Variación de los valores máximos de Nc* y Nq*, con el ángulo de fricción del suelo ф (según Meyerhof, 1976)

Meyerhof señaló que la capacidad de carga en la punta aumenta con la profundidad de empotramiento en el estrato de apoyo y alcanza un valor máximo para una razón de empotramiento de $L_b/D = (L_b/D)_{cr.}$

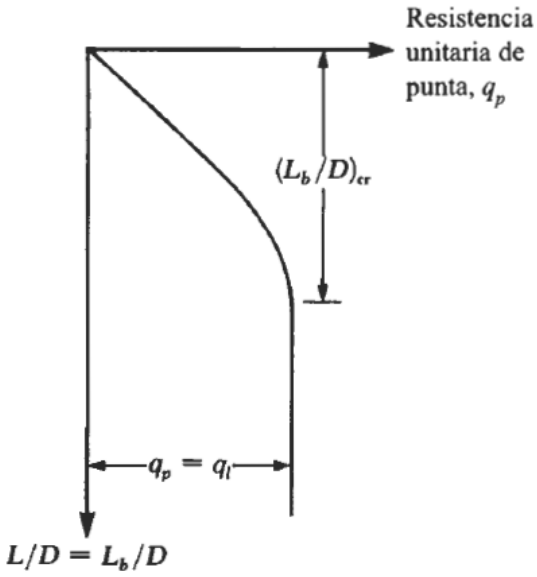


Fig 2.8 Variación de la resistencia unitaria de punta en arenas homogenes.

Tenemos que tener en cuenta que la resistencia límite de la punta es.

$$q_p\left(\frac{kN}{m^2}\right) = 50\ N_q{}^*\ \tan(\phi)$$

2.2.3.6 Pilotes que trabajan por fricción:

Estos trabajan cuando no se tiene un estrato de roca o de material rocoso a niveles muy profundos. Estos pilotes resultan muy largos y antieconómicos, pero son necesarios para este tipo de condición del subsuelo, los pilotes se hincan a través de materiales más blandos a profundidades específicas. La carga última de estos pilotes es expresada por la ecuación:

$$Qu = Qs$$

Esta fórmula se expresaría así, si el valor de Qp es relativamente pequeño (ver Fig 2.9 **c**).

- **CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE POR FRICCION EN ARENAS (QS)**

El esfuerzo vertical efectivo aumenta con la profundidad del pilote hasta un límite máximo a una profundidad de 15 a 20 diámetros del pilote y luego permanece constante, esta profundidad critica L´, depende de varios factores, como el ángulo de fricción, la compresibilidad y la compacidad relativa. Una buena estimación es suponer que L'=15D [1]

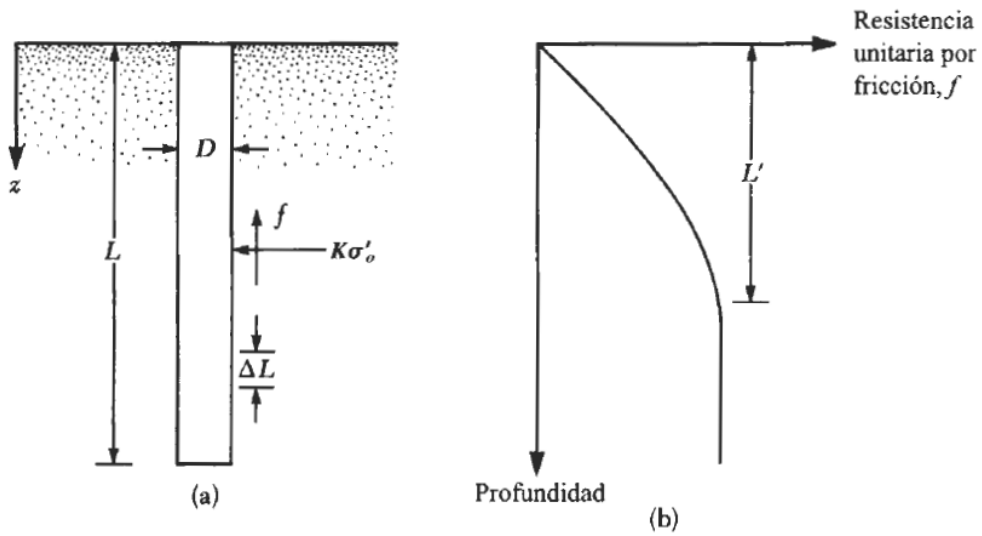


Fig 2.9 Resistencia unitaria de fricción para pilotes en arena.

Ecuación general para el cálculo de ***resistencia por fricción****:*

$$Q_s = \sum p * \Delta L * f$$

Dónde:
Qs: carga tomada por la fricción
ΔL: longitud incremental del pilote sobre la cual “p” y “f” se consideran *Constantes*.
f: resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad z.
p: perímetro de la sección del pilote.

La resistencia por fricción a cualquier profundidad en la arena se obtiene mediante la siguiente ecuación. [1]

$$f = K * \sigma'_0 * tan(\delta)$$

En donde:
K: coeficiente de presión de tierra
σ´o: esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración
δ: ángulo de fricción entre suelo y pilote, este valor varía entre 0.5ø-0.8ø, siendo ø el ángulo de fricción interna del suelo.

En realidad, la magnitud de K varía con la profundidad. Es aproximadamente igual al coeficiente de presión pasiva de tierra de Rankine “Kp” en la parte superior del pilote y es menor que el coeficiente de presión de tierra en reposo “Ko” en la punta del pilote, pero también depende de la naturaleza de instalación del pilote. Con base a resultados actuales se recomienda el uso de los diferentes promedios de K. [1]

TIPO DE PILOTE	K
Perforado	$\approx K_o = 1 - sen\varphi$
Hincado, de bajo desplazamiento	$\approx K_o = 1 - sen\varphi$ a $1.4K_o = 1.4(1 - sen\varphi)$
Hincado, de alto desplazamiento	$\approx K_o = 1 - sen\varphi$ a $1.8K_o = 1.8(1 - sen\varphi)$

Tabla 2.2 Ecuaciones para obtener el valor de K

2.2.3.7 Pilotes de hormigón

Se utilizan para soportar cargas pesadas, cuando se quiere que tenga una larga duración y hay temor de que haya variaciones en el nivel del agua subterránea. En relación a esto último esta es una de sus cualidades que puede emplearse por encima del nivel freático, en esta forma se logra a veces un ahorro notable, porque se reduce el volumen de la excavación y el de concreto a poner en su fundación.

Su longitud es variable y la sección puede ser cuadrada, octogonal, rectangular y circular.

Por la forma de colocación y construcción, los pilotes de concreto pueden ser: prefabricados e hincados ó colados en “in situ”.

- ***Pilotes prefabricados e hincados**:* Pueden hincarse en estratos compactos, sin peligro de rotura, salvo casos relativamente raros (terrenos de aluvión con grandes piedras o terrenos arenosos muy compactos que exigen una perforación del pilote (ver Fig 2.10).

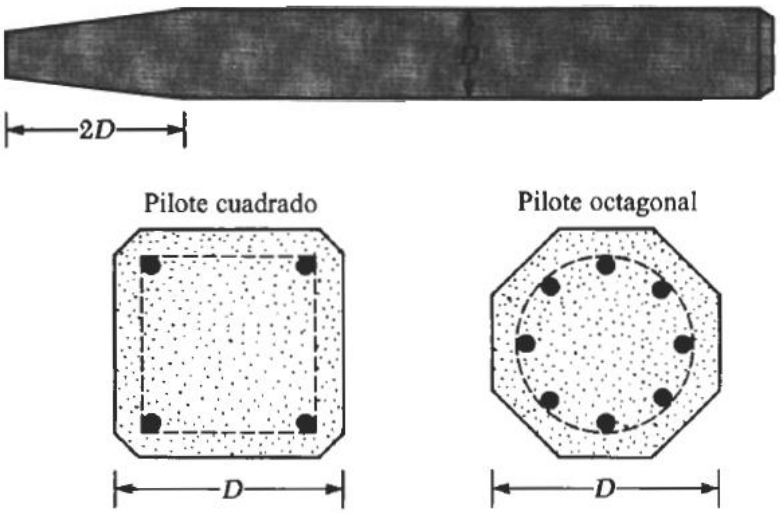


Fig 2.10 Pilotes prefabricados con refuerzo ordinario.

Ventajas de los pilotes prefabricados e hincados.

- Presentan resistencia a los ataques químicos y biológicos.
- Capacidad soportante muy alta.
- Si el estrato en que se hincan los pilotes es duro, se podrá hacer uso de inyección de agua, a lo largo del centro del pilote se colocara un tubo que permita el paso del líquido.
- Como son pilotes hincados, en un estrato de suelo friccionante pueden llegar a alcanzar elevadas resistencias por fricción.
- Puede ahorrarse tiempo y dinero, pues su hincado es rápido.
- Son inherentemente duraderos, salvo en el caso de que el suelo contenga ácidos.
- Resistencia a la flexión.

Desventajas de los pilotes prefabricados e hincados.

- Es difícil aumentar o reducir su largo.
- Los tamaños grandes precisan para su manejo e hincado, un equipo y maquinaria pesada y cara.
- El comienzo de una obra puede demorarse al no ser posible obtener los pilotes mediante compra.
- Las posibles roturas que se presentan en el transporte, manejo e hincado, constituyen una amenaza de atraso de la construcción.
- El transporte puede ser costoso, principalmente cuando el número de pilotes a emplear es pequeño y hay que organizar un equipo especial para cargar y descarga de estos elementos.

➢ ***Pilotes colados "in situ":*** son pilotes excavados en los que se abre un agujero con una perforadora ya sea la dimensión que se necesite para luego proceder a la colocación del acero estructural y luego se llena este con concreto. La forma de soportar las cargas puede ser por fricción o de punta (ver Fig 2.11).

En general podemos decir que estos tienen las siguientes ventajas:

- No necesitan espacio de almacenaje.
- No necesitan equipo y maquinaria para su manejo.
- No sufren daños por maniobras de manejo e hincado.
- Sin embargo estos pilotes deben estar sometidos a una constante supervisión por parte del Ingeniero o el encargado de la obra, pues deben tomarse ciertas precauciones en el colado y la colocación de la armadura, para lograr que este alcance su resistencia de diseño.

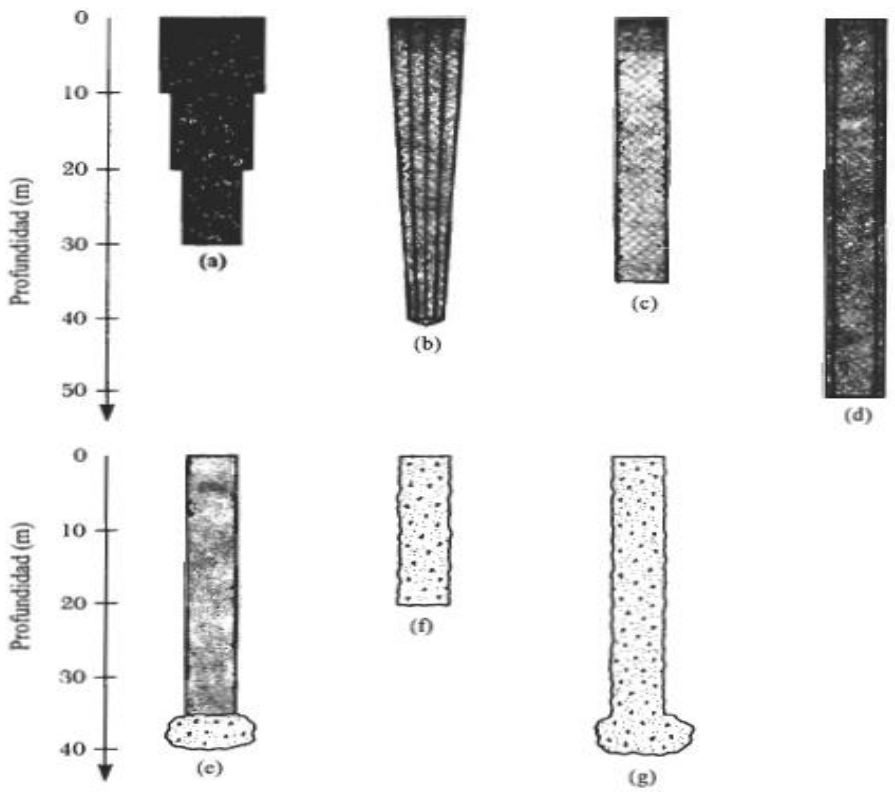


Fig 2.11 Pilotes de concreto colocados en "In situ"

Ventajas de los pilotes de concreto.

- Los tubos livianos pueden manipularse e hincarse fácilmente.
- Las variaciones de longitud no constituyen un problema serio, pues el largo del caño puede variarse.
- Los tubos pueden retirarse en trozos cortos y armarse en la obra.
- Se economiza dinero al eliminar el exceso de refuerzo, el cual se coloca para soportar los esfuerzos de manipuleo.
- Se puede formar un extremo ensanchado en la base.

Desventajas de los pilotes de concreto.

- Un pequeño corrimiento de tierra alrededor del pilote sin reforzar puede quebrarlo.
- Un empuje hacia arriba, actuando sobre el fuste de un pilote sin camisa permanente, ni el refuerzo puede destruirlo al hacerlo trabajar a tensión.
- La mayoría de este tipo son patentados.
- La mayor parte de este tipo de tubos hay que importarlos.
- No puede usarse en estructuras de ríos o marítimas, sin una adaptación especial.
- Podría ocurrir estrangulamiento, en suelos derrumbables, a menos que se tenga un gran cuidado cuando se llene el fuste con concreto.
- Es difícil efectuar un buen colado si el tubo del pilote se llena de agua, a no ser que se emplee aire comprimido o el sistema termine.

2.2.3.8 Pilotes de acero

Los pilotes de acero o metálicos, debido a su alta resistencia, son capaces de absorber grandes esfuerzos de flexión y de cortante con secciones de áreas pequeñas.
El acero que se utiliza existe en varias categorías, de acuerdo a la resistencia que pueden desarrollar. Debido al riguroso control de la calidad en la fabricación, las propiedades estructurales están bien definidas, por lo que al asignarle los esfuerzos permisibles, los resultados obtenidos son confiables.
Con pilotes de acero es posible atravesar estratos duros con relativa facilidad sin que se dañen; también, por el poco volumen del terreno que desplazan durante el hincado, se reducen los riesgos de que ocurra levantamiento de terreno que pueda arrastrar pilotes hincados previamente, con este tipo de pilotes se logra alcanzar profundidades consederables y con trasferencia de grandes cargas.

2.2.3.9 Pilotes de madera

A diferencia de otros materiales de construcción, la madera no es un producto elaborado, sino orgánico que generalmente se usa en su estado natural.
La resistencia estructural de la madera depende de su densidad, sus defectos naturales y del contenido de humedad.
El crecimiento transversal de un árbol se verifica de adentro hacia fuera, es decir, que se van formando una serie de anillos concéntricos a medida que transcurre el tiempo; la banda extrema de anillos situada detrás de la corteza se le llama albura y las bandas interiores son llamadas duramen. La albura está formada por células vivas y por ella se conduce a sabía desde la raíz hasta las hojas; el duramen está formado por células inactivas. La madera de albura es menos resistente que la de duramen, pero es muy útil por su poder absorbente cuando la madera va a ser tratada para su preservación.
Los pilotes de madera son en general troncos de árboles a los que se les ha quitado las ramas y la corteza. La longitud máxima de la mayoría de estos pilotes es entre 10 y 20 mts. Para calificar como pilotes, la madera debe estar recta, sana y sin defectos.

2.2.3.10 Capacidad de carga admisible de pilotes (Qadm):

Como se explicó anteriormente la carga última total (Qu) de un pilote se determina al sumar la resistencia de la punta (Qp) más la resistencia por fricción (Qs). Para obtener una capacidad confiable de carga tenemos que utilizar un factor de seguridad (FS) razonable, que varía de acuerdo a las incertidumbres creadas en el cálculo de la carga última.

Los factores de seguridad más usados en diseño de cimentaciones profundas varían entre 2.5-4, dependiendo de los criterios del diseñador. Entonces la carga admisible está dada por: [1]

$$Q_{adm} = \frac{Q_p + Q_s}{FS} = \frac{Q_u}{FS}$$

2.2.3.11 Eficiencia del grupo de pilotes en arenas.

La determinación de la capacidad de carga del grupo de pilotes es extremadamente complicada, y no se ha resuelto todavía por completo. Cuando los pilotes se colocan cerca uno de otro, una razonable hipótesis es que los esfuerzos transmitidos por los pilotes al suelo se traslapan, reduciendo así la capacidad de carga de los pilotes (ver Fig 2.12). Idealmente, los pilotes en un grupo deben espaciarse de manera que la capacidad de carga del grupo no sea menor que la suma de sus capacidades individuales.

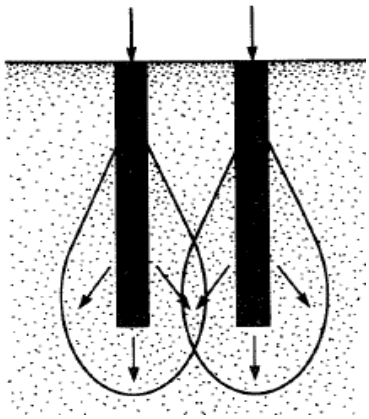


Fig 2.12 Esfuerzos traslapándose entre pilotes muy cercanos.

En la práctica, la separación mínima de centro a centro de los pilotes es 2.5D y en situaciones ordinarias es aproximadamente es 3D y 3.5D. (D = diámetro del pilote) [3]

La eficiencia "η" de la capacidad de carga de un grupo de pilotes se define como.

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u}$$

Donde:

η= eficiencia del grupo.
Qg(u)= capacidad última de carga del grupo de pilotes.
Qu= capacidad última de carga de cada pilote, sin el efecto del grupo.

Hay diferentes fórmulas para calcular la eficiencia, pero el método más utilizado por muchos estructuralistas es muy simplificado para obtener la eficiencia del grupo de pilotes en arenas, si los pilotes actúan como bloque la eficiencia se expresa como:

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} = \frac{2(n1 + n2 - 2)d + 4D}{pn1n2}$$

Lg= lado largo de la zapata.
Bg= lado corto de la zapata.
n1= número de pilotes en la longitud Lg.
n2= número de pilotes en la longitud Bg.
d= distancia más corta entre pilotes.
D= ancho del pilote rectangular.
p= perímetro del pilote individual.

Si el espaciamiento menor de centro a centro entre pilotes “d”, es suficiente mente grande, en este caso n>1, entonces los pilotes se comportan de forma individual, si n<1 los pilotes estarían trabajando como grupo, y la capacidad de carga del grupo de pilotes está definida por.

$$Q_{g(u)} = n * \sum_{i=1}^{n} Qu$$

Nosotros por facilidad de cálculo utilizaremos el método descrito anteriormente.

A continuación se indica en la Fig 2.13 un ejemplo ilustrativo de las posibles formas de fallas causado por los esfuerzos en los pilotes.

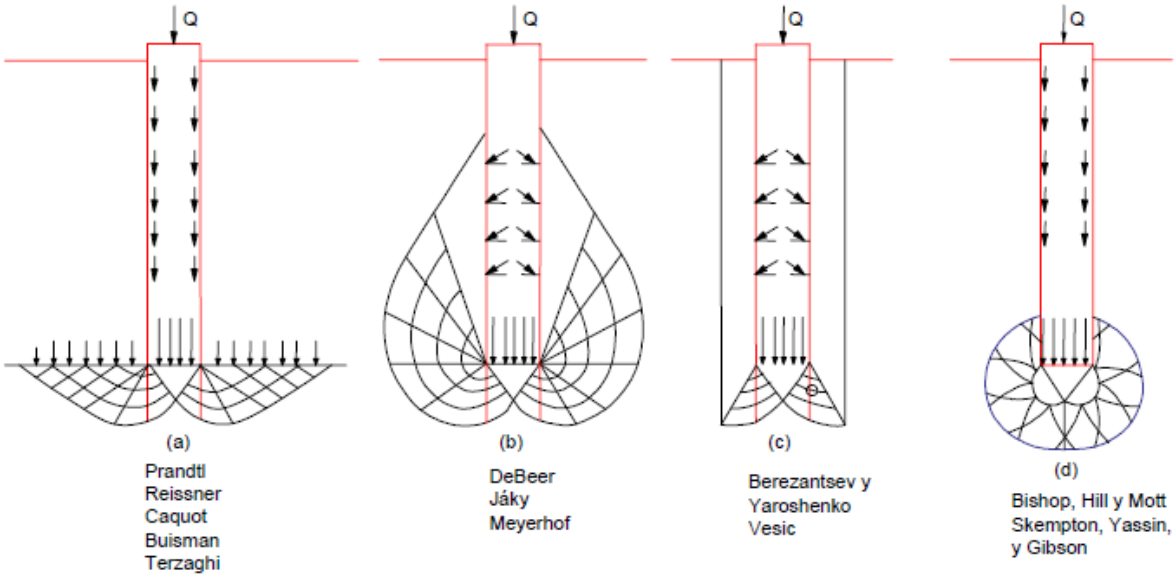


Fig 2.13 Formas de fallas supuestas bajo cimentaciones profundas (Vesic, 1967)

De todas estas posibles formas de fallas planteadas por diferentes investigadores, para nuestra investigación utilizaremos la forma de falla de Meyerhof, ya que esta falla está de acuerdo a los suelos encontrados y estamos consideramos pilotes que trabajan a punta y por fricción.

Capítulo III: EVALUACION DE CARGA DE DISEÑO

3.1 Río Norcay

El curso del río Norcay, al contrario de lo que sucede con el Bulubulu, que está gobernado por una falla que lo confina, discurre a todo lo ancho del abanico aluvial. Ni siquiera ha sido capaz de excavar un cauce dentro del abanico aluvial. Este río está alterado en la actualidad por la construcción de la carretera Molleturo-Naranjal que arrastró hacia sus cauces naturales varios millones de metros cúbicos de sedimentos de diferente origen y tamaño, siendo los recientes de menor tamaño. Estos sedimentos han cambiado la rugosidad del lecho, especialmente en la parte baja de los abanicos aluviales, lo que ha hecho que los ríos con mayor velocidad y energía hayan reducido la longitud de sus cauces en las zonas bajas y hayan tendido a rectificarse en estas zonas.

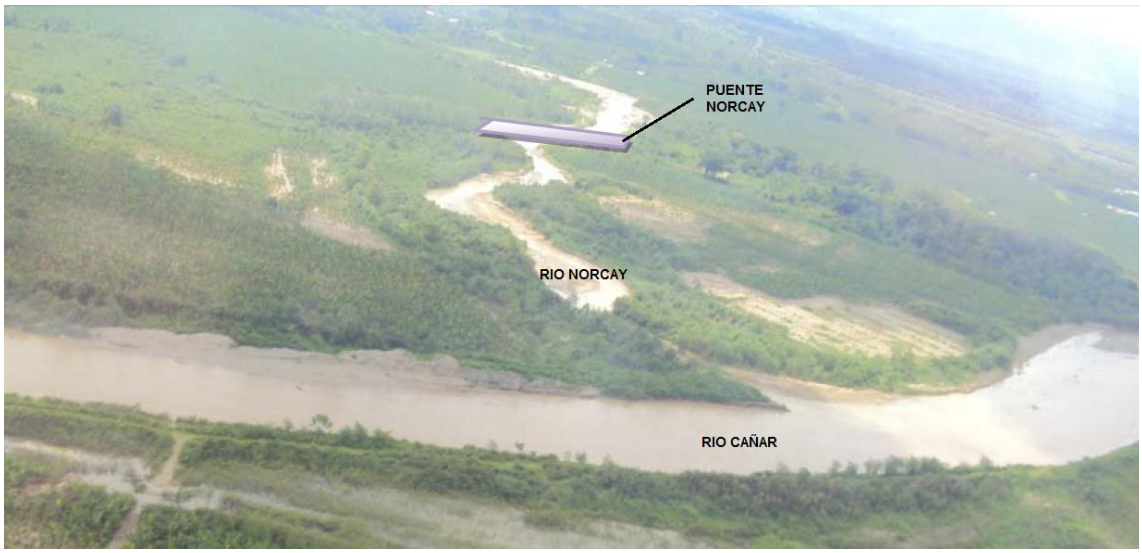


Fig 3.1 Rio Norcay y Cañar.

Para poder evaluar la carga de diseño es necesario saber a breve rasgos sobre datos hidrológicos e hidráulicos del mencionado río, por lo que nosotros hemos recopilado información existente sobre el área de influencia.
Como el río Norcay se encuentra situado, tanto en la parte alta como en la parte baja del proyecto “control de inundaciones del rio cañar”, es necesario definir su cuenca la cual se observa claramente en la Fig. 3.2

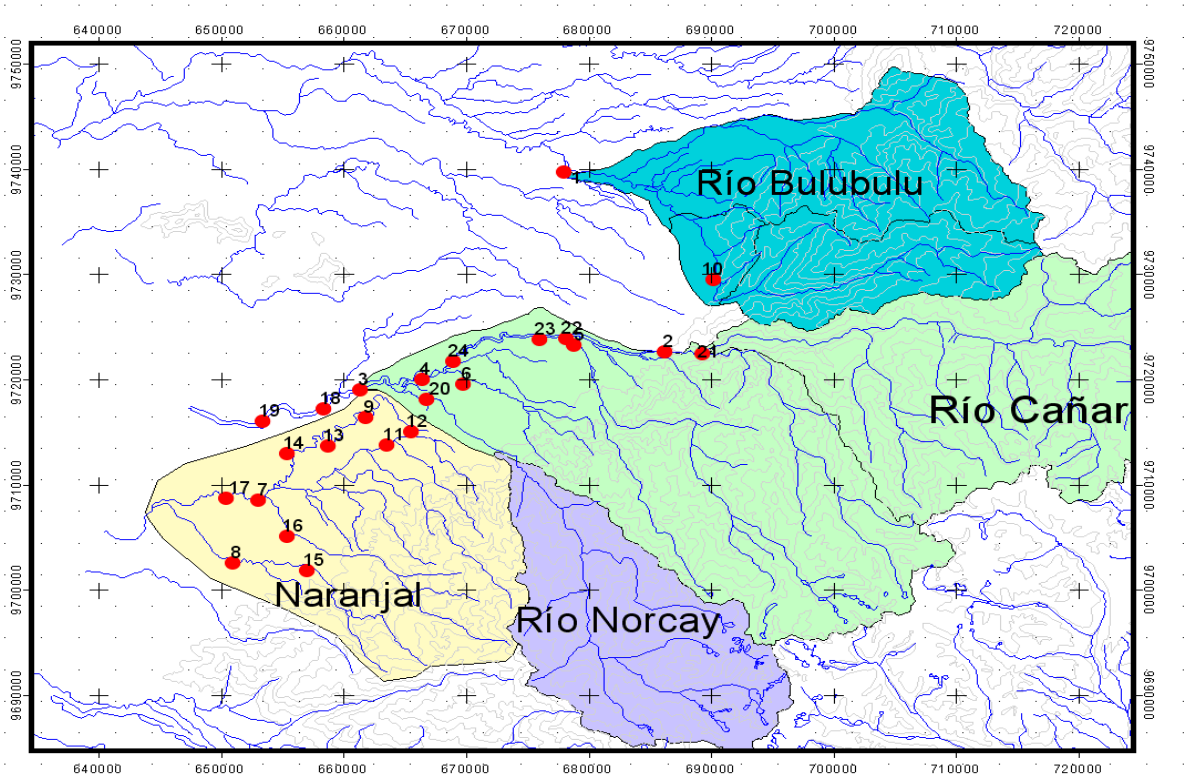


Fig 3.2 Cuencas del Río Naranjal, Rio Norcay, Río Cañar y Río Bulubulu.

Los puntos rojos son ubicaciones de los hidrogramas y puntos de muestreo para el estudio de sedimentos considerados en el proyecto control de inundaciones del rio Cañar, Bulubulu y Naranjal; a continuación mostramos detalladamente en un gráfico, la ubicación de los hidrogamas considerados en el estudio (ver Fig 3.3).

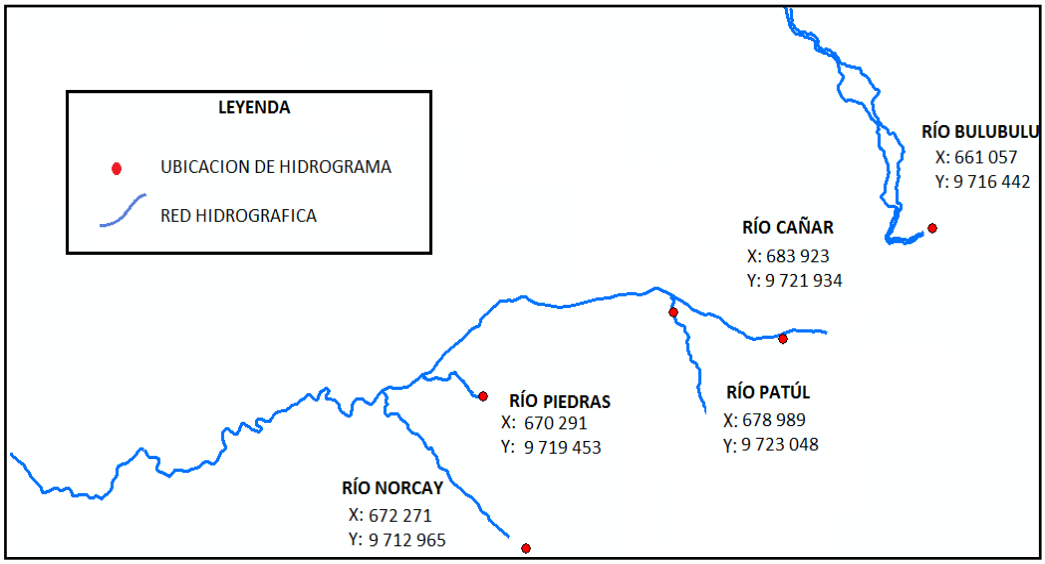


Fig 3.3 Mapa con la ubicación de los hidrogramas considerados.

Según el punto de control situado en el rio Norcay con coordenadas X=672291; Y=9712965 al flujo se clasifica como “no Permanente y Mixto”, se realiza un hidrograma correspondiente a un periodo de 50 años de retorno, el cual se muestra a continuación Fig 3.4.

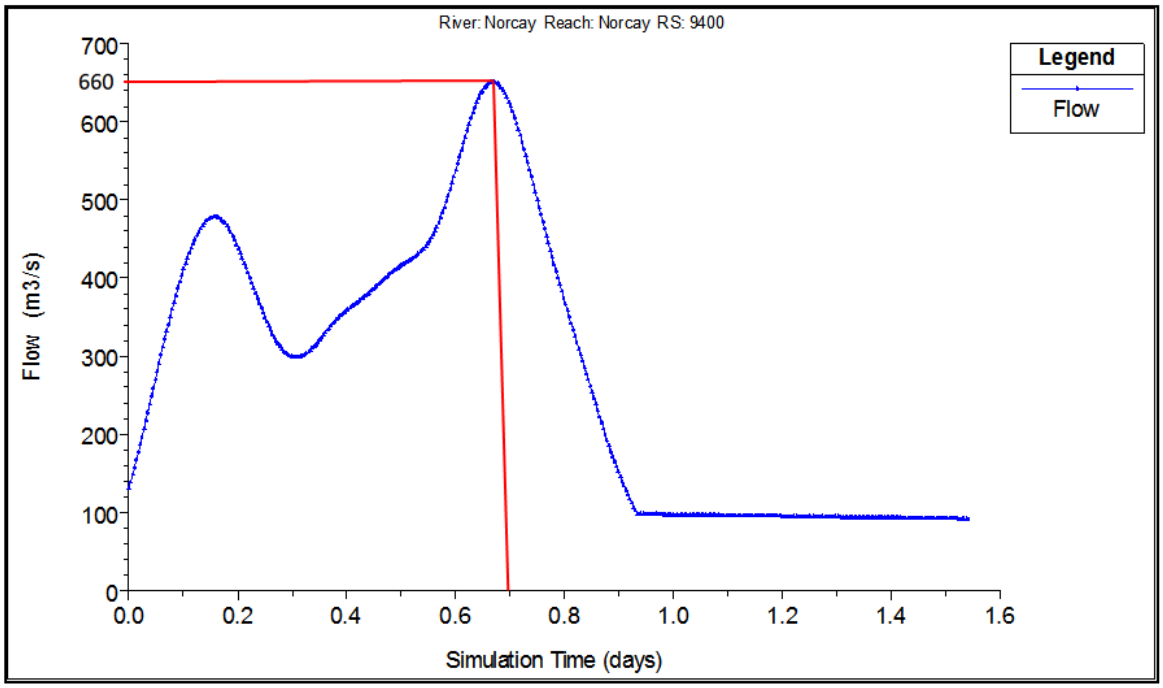


Fig 3.4 Hidrograma Río Norcay (X=672271; Y=9712965)

En este hidrograma podemos apreciar claramente que el caudal máximo es de 660m3/s, por lo que se tomara a este como caudal de diseño.

3.2 Parámetros hidráulicos en el Río Norcay

Para saber cuál es la cota en que se colocaran las vigas del puente nosotros necesitamos saber la cota de nivel de agua y luego dejar un galibo libre de 2m para llegar a la cota de las vigas, para esto nosotros nos basamos en los estudios hidrológicos del proyecto control de inundaciones del rio Cañar, Bulubulu y Naranjal.

El galibo libre se toma de dos metros ya que consideramos una corriente relativamente limpia y para este tipo de corrientes es aconsejable el galibo libre de 2m.

El Valor del Coeficiente de Manning se consideró de 0,032 en base a la Tabla 3.1.

Rugosidad de Manning para Corrientes Naturales	
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lámina de agua suficiente	0,027-0,033
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lámina de agua suficiente, algo de vegetación	0,033-0,040
Limpias, meandros, embalses y remolinos de poca importancia	0,035-0,050
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados	0,060-0,080
Lentas, con embalses profundos y canales ramifi- cados, vegetación densa	0,100-0,200
Rugosas, corrientes en terreno rocoso de montaña	0,050-0,080
Áreas de inundación adyacentes al canal ordinario	0,030-0,200

Tabla 3.1 Rugosidad de Manning para corrientes naturales.

La pendiente del cauce del rio se tomó de 0.004, esta pendiente se obtuvo mediante perfiles longitudinales de la topografía en la etapa de estudio del proyecto “Control de inundaciones del rio Cañar, Bulubulo y Naranjal”.

En la Fig 3.5 , Fig 3.6 y Fig 3.7 se muestran las gráficas de velocidad, área y número de Froude respectivamente para las máximas elevaciones de la superficie de agua del río Norcay, realizada por el equipo consultor del proyecto control de inundaciones del rio Cañar, Bulubulu y Naranjal tenemos lo siguiente.

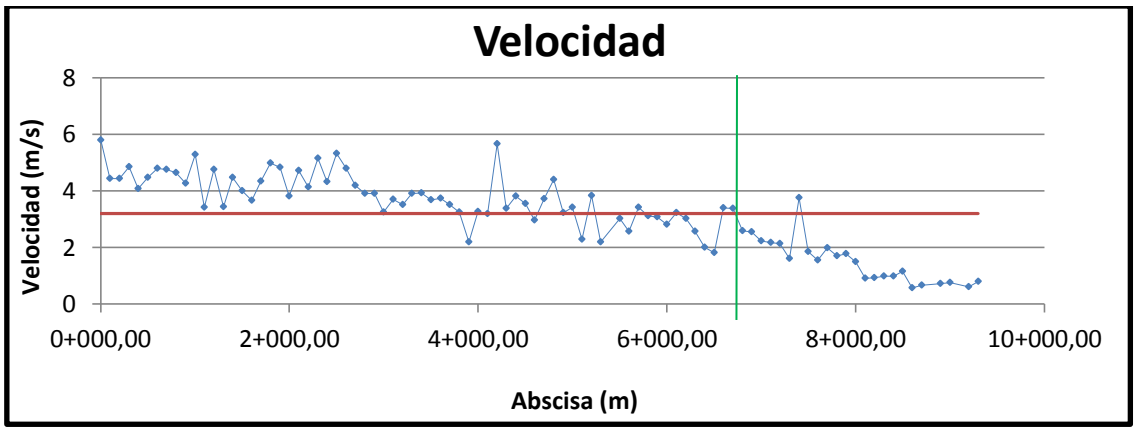


Fig 3.5 Gráfica de velocidades vs abscisas del rio Norcay

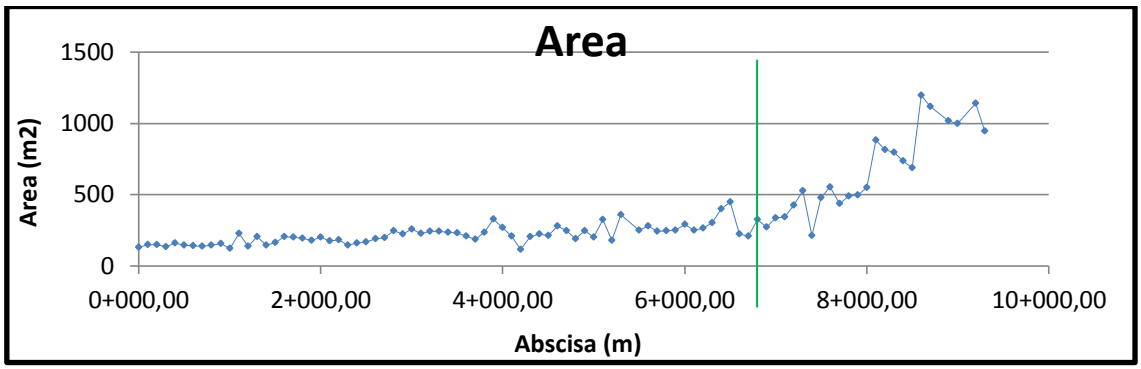


Fig 3.6 Gráfica de las áreas de las secciones transversales vs abscisas del rio Norcay

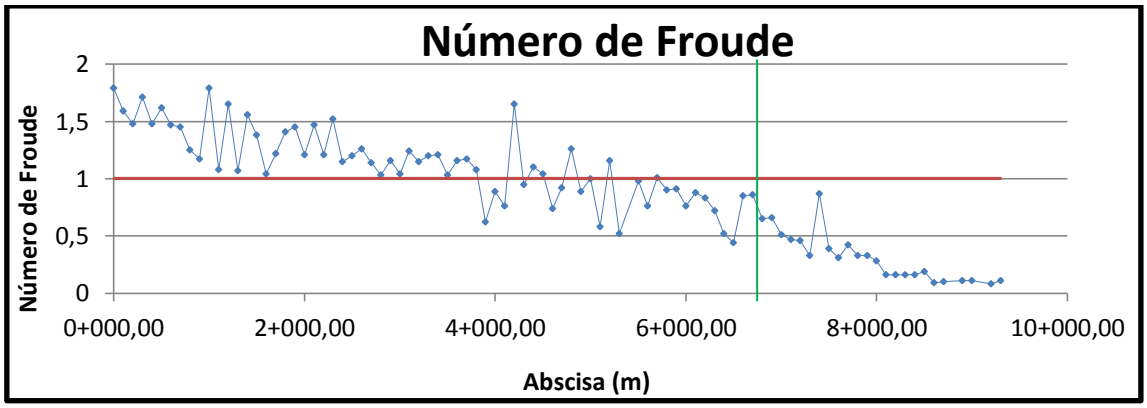


Fig 3.7 Gráfica del Número de Froude vs abscisas para el Río Norcay

El río Norcay se encuentra situado tanto en la parte alta como en la parte baja del proyecto, lo que justifica plenamente su comportamiento mixto, de acuerdo con el número de Froude (F_R) se clasifica el flujo de la siguiente manera.

F_R>1, El régimen del flujo será supercrítico.
F_R=1, El régimen del flujo será crítico.
F_R<1, El régimen del flujo será subcrítico.

De acuerdo a las Fig 3.5, Fig 3.6, y Fig 3.7 tenemos el flujo supercrítico con velocidades mayores y áreas menores para la parte alta y subcrítico con velocidades menores y áreas mayores en la parte baja. En la Fig 3.5 las velocidades varían entre 5.79 m/s y 0.57 m/s, por lo que la velocidad promedio es, $Vprom = \frac{5.79+0.57}{2} =$ 3.2 m/s, la línea roja en la Fig 3.5 refleja la velocidad promedio.
El abscisado del eje del rio Norcay según los planos del proyecto es en forma creciente en contra el flujo del río. Por lo que nuestro puente en las Fig 3.5, Fig 3.6 y Fig 3.7 está en la abscisa 6+900 aproximadamente, las líneas verdes en cada una de las grafica en mención reflejan la posición del puente.
Nótese que Para realizar el cálculo suponemos que la sección trasversal del río es un rectángulo y el terreno natural tiene una pendiente de 1% en sentido transversal, entonces podemos utilizar las siguientes expresiones hidráulicas.

$$F_R = \frac{V}{\sqrt{g * Y}}; Y = \frac{\left(\frac{V}{F_R}\right)^2}{g}$$

En donde:
F_R= número de froude.= 0.8 (valor de la Fig 3.7)
V= velocidad=2.9 m/s (valor de la Fig 3.5)
A= área de la sección transversal= 300m2(valor de la Fig 3.6)
g= gravedad =9.81m/s^2
Y= altura de nivel de agua

$$Y = \frac{\left(\frac{2.9}{0.8}\right)^2}{9.81} = 1.29m\ ,$$

Por lo tanto el nivel de agua se eleva en 1.29 m con respecto al cauce natural.

$$V = \frac{Q}{B * Y}; B = \frac{Q}{V * Y}$$

En donde:
Q= caudal de diseño = 660m^3/s.
B= ancho de la sección transversal.

$$B = \frac{660}{2.9 * 1.29} = 175m$$

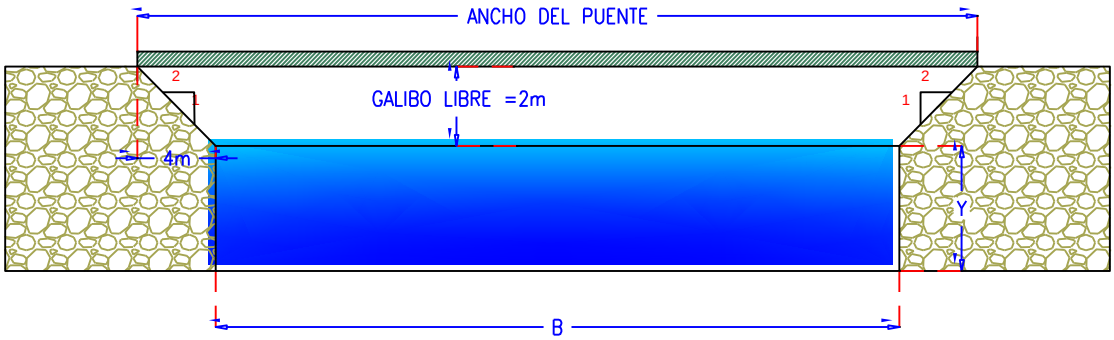


Fig 3.8 Perfil longitudinal tentativo.

Entonces el ancho necesario es 175+2*4=183m, pero por cualquier evento natural o cambio de pendiente del terreno tomaremos un ancho de 200m, entonces. (Ver Fig 3.8)

$$Ancho\ del\ puente = 200m$$

Como la luz del puente es muy grande tenemos que colocar pilas intermedias y para hacer una buena distribución de las pilas en el puente se optara por considerar 5 pilas a una distancia de 40m cada una.

3.3 Puente de Norcay

El puente sobre el río Norcay está ubicado en una zona con gran arrastre de sedimentos dentro del abanico aluvial del río Norcay, río trenzado en esta zona, que ocupa una gran sección debido a las islas que forma.

La capacidad máxima, perfil de la superficie del agua, velocidades y demás parámetros hidráulicos se calcularon con ayuda del programa HEC RAS versión 4.1.0 de Enero del 2010, elaborado por el U.S. Army Corps of Engineers del Hydrologic Center.
Este programa emplea para los cálculos las fórmulas de Manning:

$$V = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Y la ecuación de continuidad:
$Q = v * A$

En donde:
V= velocidad del flujo (m/s)
Q= caudal (m3/s)
S= gradiente de energía o pendiente longitudinal del canal o curso del agua (m/m)
R= radio hidráulico =A/P
A= área de la sección transversal del flujo (m2)
P= Perímetro mojado del canal (m)
n= Coeficiente de rugosidad de Manning.

3.4 Socavación total dentro del puente

La socavación total es una combinación de cambios a largo plazo del lecho, que considera adicionalmente socavación general, socavación por pilas y socavación en los estribos. (Ver Fig 3.9)

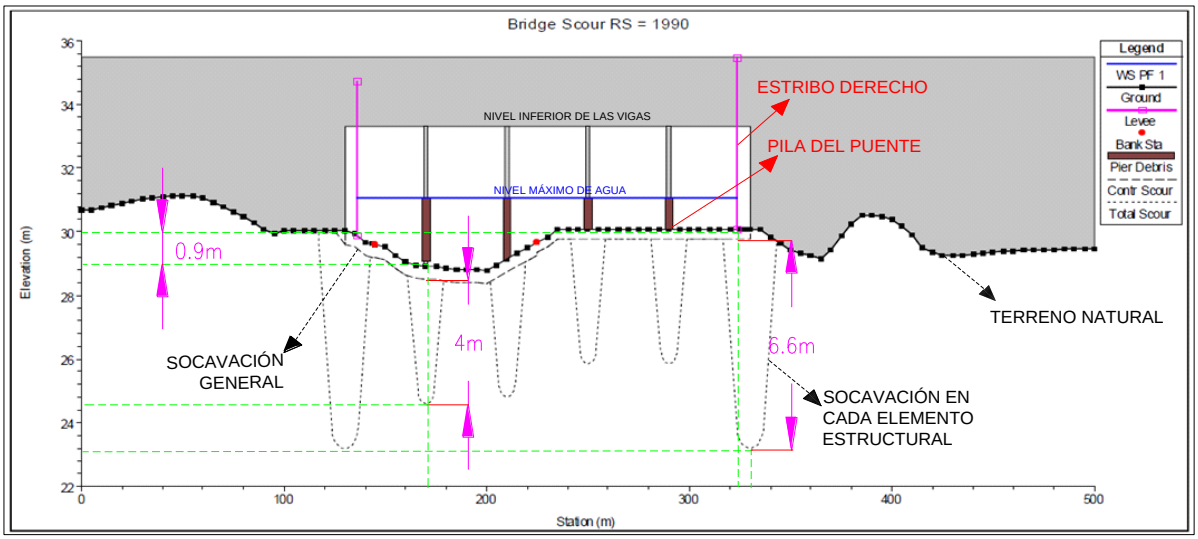


Fig 3.9 Máxima Socavación en estribos y pilas del Puente Norcay, Modelado por el Equipo consultor 2011 [6]

En la Fig 3.9 se observa que la socavación en pilas es de 4m y en los estribos de 6m, las líneas verdes nos ayudan identificar las cotas de socavación en estribos y pilas, como también nos indican la cota de terreno natural en algunos

elementos de la subestructura del puente, basándonos en la Fig 3.9 podemos encontrar las cotas de cimentación y cotas de la superestructura.

RESULTADOS DE SOCAVACIÓN			
	IZQUIERDO	*DERECHO*	*UNIDAD*
SOCAVACIÓN GENERAL	0.50	0.50	m
SOCAVACIÓN ESTRIBOS	6.60	6.60	m
MÁXIMA SOCAVACIÓN EN PILAS	4.00	4.00	m
SOCAVACIÓN TOTAL ESTRIBOS	0.5+6.6=7.10	7.10	m
SOCAVACIÓN TOTAL PILAS	0.5+4=4.50	4.50	m
COTA DE TERRENO EN EL ESTRIBO		30	m
COTA DE TERRENO EN EL PILA 1		29.1	m
COTA DESPLANTE ESTRIBOS	30-7.1=22.90	22.90	m.s.n.m
COTA DESPLANTE PILAS	29.1-7.1=22.00	22.00	m.s.n.m

Tabla 3.2 Resultados del análisis de socavación

Para encontrar la cota de las pilas, “restamos a la cota del terreno natural en la pila la máxima excavación producida en los elementos de la subestructura.” como se muestra en la Tabla 3.2, pero tenemos que tener en cuenta que para llegar a nivel de cimentación a las cotas de pilas y estribos tenemos que restarle 1.5m como una medida de seguridad de socavación para la cimentación.

El puente sobre el río Norcay por su gran longitud se diseñó para dos carriles, es decir tiene un ancho de 7,2 m con dos veredas peatonales de 1,20 m y barandas de 0.3 m cada una, Su caudal de diseño es de 660 m3/s. En la tabla 3.3 expondremos los resultados obtenidos.

RESULTADOS			
DATOS DEL PUENTE		**unidad**	**OBSERVACION**
ABSCISA	1+990		ABSCISADO DEL EJE DEL RIO
LONGITUD DEL PUENTE	200.00	m	
ANCHO DEL PUENTE	10.2	m	
CONFORMADO POR	40-40-40-40-40	m	vigas
COTA INFERIOR DE LA VIGA	30+1.29+2=33.30	msnm	Calado del agua 1.29m y Gálibo de 2m
COTA DE CAPA DE RODADURA	33.3+2.2=35.50	msnm	Vigas de 2m de alto y 0.2 de losa
COTA DE NIVEL MÁXIMA DE AGUA	31.29	msnm	Tomada de la Fig 3.9
VELOCIDAD	2.9	m/s	
CAUDAL	660.00	m3/s	

Tabla 3.3 Resultados para la construcción del puente Norcay

3.5 Geometría del puente Norcay.

Se ha estudiado la ubicación y construcción de un puente con longitud total de 5 x 40.00 m = 200 metros, apoyado en dos estribos con contrafuerte y cuatro pilas centrales.

De acuerdo a los estudios hidrológicos realizados, se determinó la ubicación de los estribos, tomando en consideración el nivel de una avenida de aguas máxima en un tiempo de vida determinado (50 años).

Por la gran longitud (200m.) del puente, se estimó necesario proveer al puente con dos vía cada una con un carril, el ancho de calzada es de 7.20m., con veredas de 1.20m y un ancho total de puente de 10.2m.

3.5.1 Dimensionamiento de la superestructura.

SEPARACIÓN ENTRE VIGAS

El puente se diseñará con vigas de hormigón pretensado, con armadura principal perpendicular a la dirección del tránsito.
Teniendo en cuenta el ancho de la vía tenemos que encontrar una separación "S" adecuada entre vigas como se indica en la Fig 3.10.

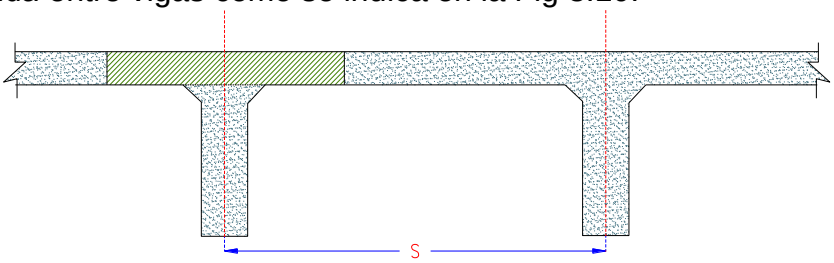


Fig 3.10 Separación entre ejes de vigas [7]

Para encontrar la separación (S) entre vigas se basó en la tabla 3.4.

SEPARACIONES RECOMENDADAS PARA VIGAS EN PUENTES		
CLASE DE TABLERO	SEPARACION ENTRE EJES DE VIGAS "S"	
	UNA VIA	DOS VIAS
LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO SOBRE:		
VIGAS- I METALICAS	S ≤ 3.00	S ≤ 4.20
VIGAS DE HORMGON PRESFORZADO	S ≤ 3.00	S ≤ 4.20
VIGAS-T DE HORMIGÓN ARMADO	S ≤ 1.80	S ≤ 3.00
VIGAS-CAJON DE HORMIGON ARMADO	S ≤ 3.60	S ≤ 4.80

Tabla 3.4 Espaciamiento entre vigas [7]

Como el puente consta de dos vías y se considera vigas de hormigón presforzado se toma el valor de S=1.96 m, con esta separación tenemos que colocar 5 vigas presforzadas para cubrir adecuadamente todo el ancho del puente de 10.20m, a continuación mostramos en la Fig 3.11 el perfiles longitudinal del Puente Norcay.

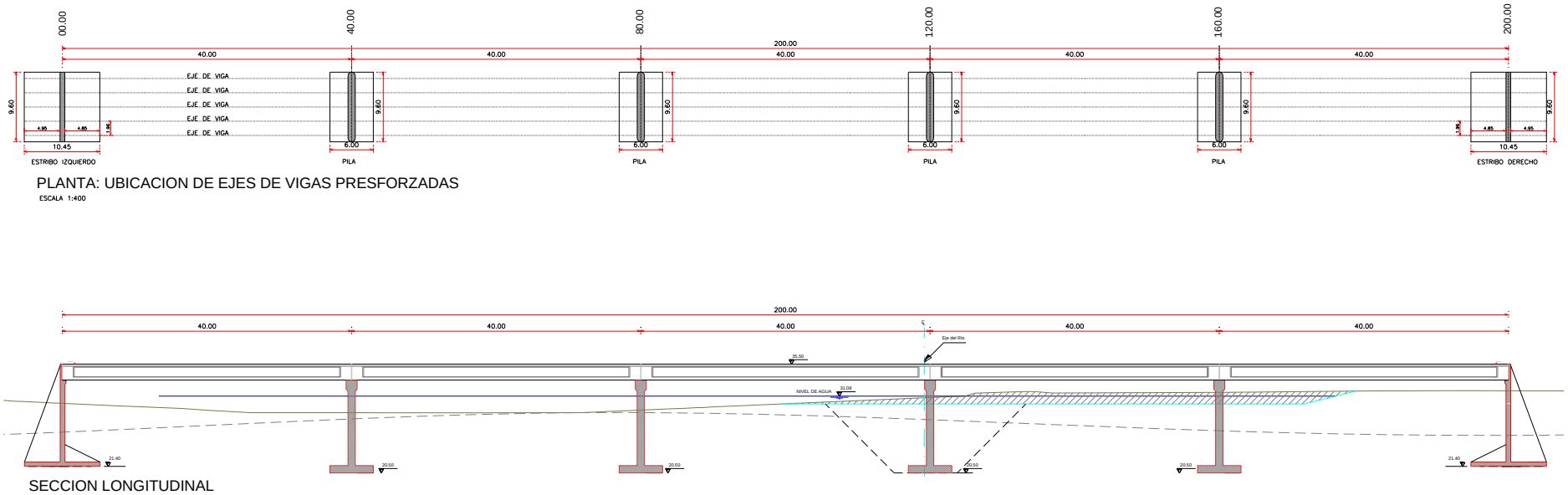


Fig 3.11 Perfil longitudinal del Puente Norcay.

ESPESOR DE LA LOSA.

El espesor mínimo recomendado para losas continúas de sección constante y con armadura principal perpendicular a la dirección del tránsito, está dado por la siguiente expresión:

$$t_{min} \geq \left(0.10 + \frac{S}{30}\right) \geq 16.5\text{cm}.$$

Donde S es la separación entre vigas expresado en metros.

Aplicando la expresión anterior nos da un valor de 17 centímetros, pero para mayor seguridad y por facilidad de construcción se tomó de 20 centímetros.

TIPO Y DIMENSIONES DE LA VIGA.

Las vigas más usadas para puentes de grandes claros son vigas de cajón o vigas de sección I y como tenemos en el puente Norcay claros de 40m, nosotros utilizamos las vigas tipo I.

ESPESORES MINIMOS

La AASHTO en el capítulo 5 sección 5.14.1.2.2 recomienda los siguientes espesores mínimos para vigas pretensadas. (Ver Fig 3.12)

- ALA SUPERIOR
  Espesor no menor de 50 mm.
- ALA INFERIOR
  Espesor no menor de 125 mm.
- ALMA (b´)
  Espesor no menor de 165 mm.

ANCHO EFECTIVO (b)

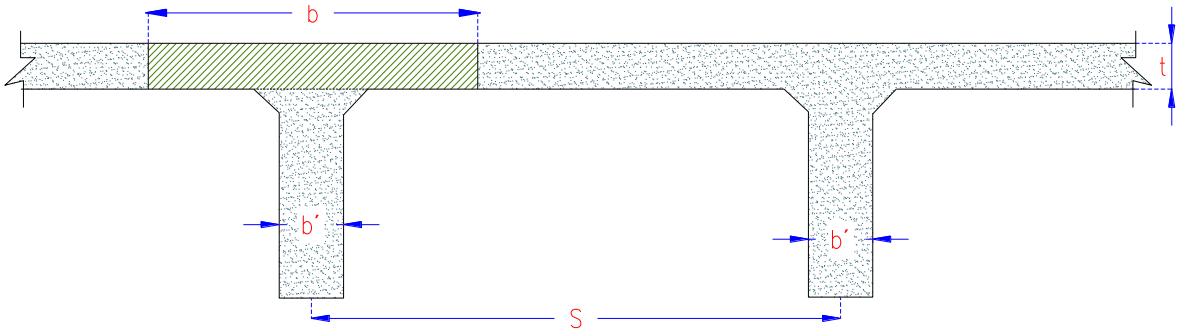


Fig 3.12 Sección transversal de la superestructura para el dimensionamiento.

$b \leq \frac{L}{4}$; *un cuarto de la luz de la viga.* b=40/4=10m

$b \leq S$; *la distancia entre ejes dela viga.* b=1.96 m

$b \leq 12 * t + b'$; *donde t es el espesor de la losa.* b=12*0.20+0.20=2.6 m

Espesores asumidos:

- ALA SUPERIOR
  Espesor de 100 mm.
  Ancho de 1400 mm.
- ALA INFERIOR
  Espesor de 400 mm.
  Ancho de 650 mm.
- ALMA
  Espesor no menor de200 mm.

Estos espesores fueron tomados arbitrariamente teniendo en cuenta la recomendación de la norma AASHTO.

La altura mínima para las vigas T de hormigón está dada por la siguiente tabla de la AASHTO:

AASHTO TABLA 2.5.2.6.3-1			
Superestructura		**Profundidad mínima (incluyendo el tablero)**	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Pretensado	Losas	0,030 L ≥ 165 mm	0,027 L ≥ 165 mm
	Vigas cajón coladas in situ	0,045 L	0,040 L
	Vigas doble T prefabricadas	0,045 L	0,040 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,033 L	0,030 L
	Vigas cajón adyacentes	0,030 L	0,025 L

Tabla 3.5 Altura adecuada de vigas pretensadas según AASHTO

$$h_{min} \geq (0.045 * L)$$

Como la luz (L) del puente es de 40 metros, aplicando la formula nos da una altura mínima de 1.8 metros, por las vigas se consideran de 2 metros de peralte como medida de seguridad.

Una vez determinado las dimensiones de la losa y de la viga, la sección transversal del puente queda de la siguiente manera (Ver Fig 3.13).

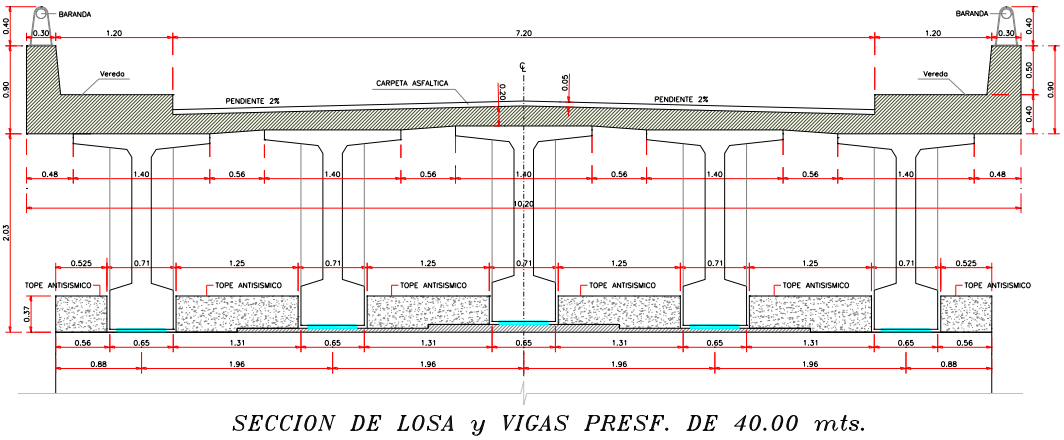


Fig 3.13 Sección típica del puente Norcay.

MATERIALES

Los elementos estructurales de hormigón armado de la superestructura tendrán una resistencia cilíndrica específica a la rotura del concreto f´c = 280 kg/cm2. El acero de refuerzo será de grado 60 y deberá tener un límite de fluencia fy = 4200 kg/cm2.

Los elementos estructurales de hormigón armado de la subestructura tendrán una resistencia cilíndrica específica a la rotura del concreto f´c = 280 kg/cm2. El acero de refuerzo será de grado 60 y deberá tener un límite de fluencia fy = 4200 kg/cm2.

Los materiales que se utilizaran como relleno, son suelos granulares con las siguientes características

- Peso específico =1900.00 kg/m3
- Peso específico saturado=2000.00 Kg/m3

.

3.6 Cálculo de las cargas

El puente será diseñado para resistir la combinación más desfavorable de cargas. Las cargas consideradas en el análisis son las siguientes:

Carga muerta (DL)
Carga viva (LL)
Solicitaciones sísmicas (EL)
Fuerzas de frenado

Combinación de carga

En la norma ACI (American Concrete Institute) recomienda factores de mayoración, 1.25 para carga muerta (DL) y 1.75 para carga viva (LL), estos

factores hacen que la estructura se diseñe para una carga confiable, entonces La combinación de carga a utilizar será:

$$U = 1.25DL + 1.75LL$$

En donde:

U= carga confiable.
1.25= factor de mayoración para carga muerta.
1.75= factor de mayoración para carga viva.

Normas de diseño:

Para el diseño se consideraron las siguientes normas:

- Código Ecuatoriano de La Construcción (INEN).
- Manual de Diseño de Carreteras MOP-001-E-2002.
- Normas de Diseño Geométrico de Carreteras 1973.
- Ministerio de Obras Públicas. Especificaciones Generales Para La Construcción de Caminos y Puentes, MOP-001-F-2002.
- American Association Of State Highway And Transportation Officials (AASHTO 98).
- American Concrete Institute (ACI).

3.6.1 Carga muerta

Para el diseño de los elementos de la superestructura se consideran dentro de la carga muerta el peso de los siguientes elementos estructurales y no estructurales:

- **Peso del tablero:** El peso de la losa depende directamente de su espesor. Se estima el peso de la losa en función de su espesor (20 cm). El peso por unidad de área será, entonces:

$$\mathrm{wlosa} = \gamma * \mathrm{e}$$

Dónde:

$\gamma = \text{peso especifico} = 2.4\ \mathrm{ton/m3}$

$$\mathrm{e} = \text{espesor de la losa} = 0.2\ \mathrm{m}$$

- **Peso del asfalto:** El peso del asfalto sobre la losa se la estima considerando un espesor promedio de la carpeta de 5 cm.

$$\mathrm{wasfalto} = \gamma * \mathrm{e}$$

Dónde**:**
$\gamma = \text{peso especifico} = 2.2\ \mathrm{ton/m3}$

$$e = \text{espesor de la losa} = 0.05\ \text{m}$$

- **Peso de las barandas**: Se considera una baranda de 0,35 de espesor y 0,5 ancho.

$$\text{wbaranda} = \text{l} * \text{e}$$

Dónde:

$\text{l} = \text{ancho de la baranda} = 0{,}5\text{m}$

$\text{e} = \text{espesor de la baranda} = 0{,}35\ \text{m}$

- **Peso de la vereda**: tenemos veredas de 1.2m de ancho con 0,4m de espesor.

$$\text{wvereda} = \text{li} * \text{e}$$

Dónde:

$\text{li} = \text{ancho de la vereda} = 0{,}5\text{m}$

$$\text{e} = \text{espesor de la vereda} = 0{,}35\ \text{m}$$

CALCULO DEL PESO DE LA LOSA, ASFALTO, BARANDA Y VEREDA (largo 1m)						
ELEMENTO	**ANCHO**	**ESPESOR**	**VOL/m.**	**PESO UNIT.**	**PESO/m**	**unid**
Losa	1,96	0,2	0,392	2400	940,8	kg/m
Asfalto	1,96	0,05	0,098	2200	215,6	kg/m
vereda	1,2	0,4	0,48	2400	1152	kg/m
baranda	0,5	0,35	0,175	2400	420	kg/m
				Suman…..	2728,4	kg/m

Tabla 3.6 Peso por metro lineal de elementos no.

- **Peso de las vigas:** El peso de las vigas depende del caso correspondiente y está en función de su sección transversal. La viga tiene dos secciones, sección uno en 1,5 m desde el apoyo, y sección 2 el resto de la viga (ver Fig 3.14)

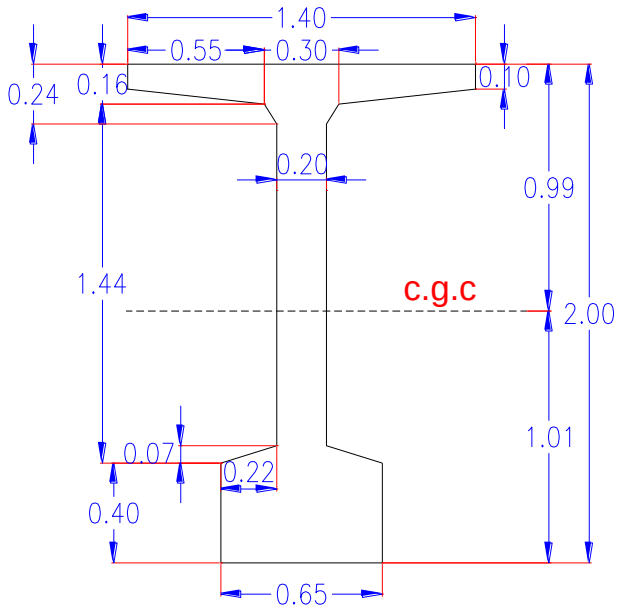


Fig 3. 14 Sección típica de la viga preesforzada Bolt

CALCULO DEL PESO DE LA VIGA						
SECCION EN LA ZONA DE APOYO		Largo 1.5 x 2 =		3	m.	
ELEMENTO	ANCHO	ALTO	F.FORMA	NUMERO	AREA	DESCRIPCION
alma ampliada	0,65	2	1	1	1,3	parte inferior
Alma ampliada	0,75	0,13	1	1	0,10	parte superior
			Suman…m2……		1,40	

SECCION EN LA ZONA CENTRAL		Largo.	37	m.	
ELEMENTO	ANCHO	ALTO	F.FORMA	NUMERO	AREA
Ala superior	1,4	0,1	1	1	0,140
Alma	0,2	1,5	1	1	0,300
Triangulos superiores	0,6	0,06	0,5	2	0,036
Triangulos superiores pequeñ	0,05	0,08	0,5	2	0,004
Triángulos inferiores	0,225	0,07	0,5	2	0,016
Base	0,65	0,4	1	1	0,260
			Suman…m2……		0,76

Tabla 3.7 Cálculo del área de sección transversal de la viga preesforzada Bolt

DETALLE DE LA VIGA		
Volumen de la viga	32,16	**m2**
Peso unitario del hormigón	2400	kg/m3
Peso de la viga	77173	**kg**
Peso por metro de viga…..	**1929,3**	**kg/m**

Tabla 3.8 Peso de la viga Bolt

Otros elementos. – El peso de otros elementos estructurales, tales como: ***diafragmas***, elementos de arriostramiento, etc. se determinará, para cada caso, considerando su volumen y su peso específico.(ver Fig 3.15)
La AASHTO recomienda que se deba colocar un diafragma en el centro de la luz, cuando ésta supere los doce metros.

CALCULO DEL PESO DE DIAFRAGMAS					
ELEMENTO	ANCHO	ALTO	LARGO	NUMERO	VOL.
Diafragmas interiores	0,2	1,1	1,76	3	1,1616
Diafragmas exteriores	0,2	2	1,76	2	1,408
			Suman…m2……		2,57
		Peso de diafrgm		6167,04	**kg**

Tabla 3.9 Cálculo del peso de diafragmas

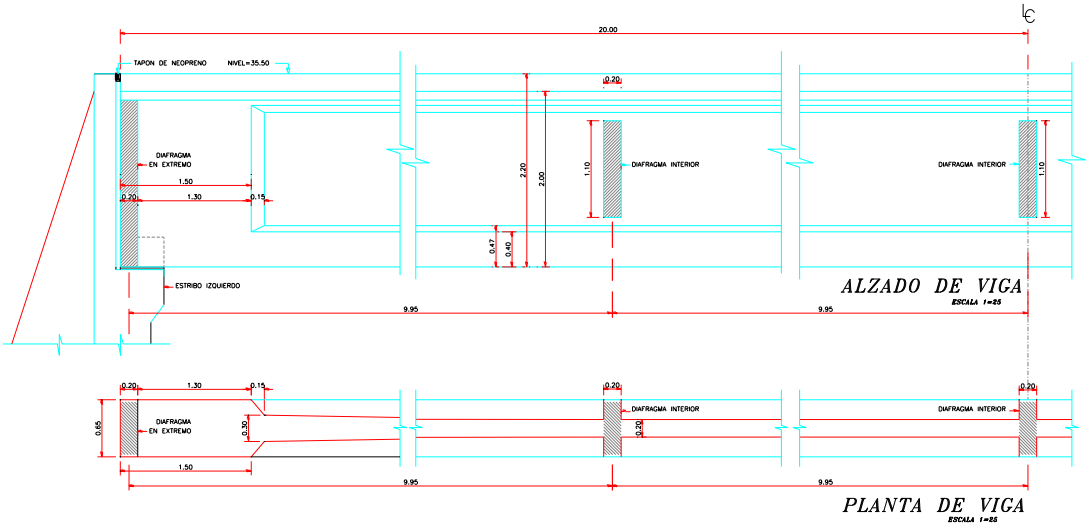


Fig 3.15 Ubicación de los diafragmas en la mitad del claro del puente.

3.6.1.1 Momentos y reacciones por carga muerta

CARGAS REPARTIDAS						
ELEMENTO	**ANCHO**	**ESPESOR**	**VOL/m.**	**PESO UNIT.**	**PESO/m**	**unid**
Losa	1,96	0,2	0,392	2400	941	kg/m
Viga colgada	Total…….	77172,6	long (m)	40	1929	kg/m
Asfalto	1,96	0,05	0,098	2200	216	kg/m
vereda	1,2	0,4	0,48	2400	1152	kg/m
baranda	0,5	0,35	0,175	2400	420	kg/m
Luz de cálc=	**40** m.			Suman…..	4658	kg/m

Tabla 3.10 Cargas distribuida

Para el cálculo de momentos por carga repartida en la viga simplemente apoyada utilizamos las siguientes expresiones conocidas. (Ver Fig 3.16)

$$M(+) = \frac{q*L^2}{8}; \quad R = \frac{q*L}{2}$$

Dónde:
M= momento por carga repartida.
q= carga repartida.
R=reacción en los apoyos.
L= luz del vano.

Momento por cargas repartidas=	**931543**	**kg.m**
Reacción por cargas repartidas=	**93154**	**kg**

CARGAS CONCENTRADAS (DIAFRAGMAS)							
peso de diafragma 1		1593,6	kg				
peso del diafragama 2		876,48	kg				Momento
ELEMENTO	**ANCHO**	**ALTO**	**LARGO**	**UBIC.**	**R.izq**	**R.der**	**Centro**
Diafragma	0,2	2	1,66	0	1593,6	0	0
Diafragma	0,2	1,1	1,66	10	657,36	219,12	4382
Diafragma	0,2	1,1	1,66	20	438,24	438,24	8765
Diafragma	0,2	1,1	1,66	30	219,12	657,36	4382
Diafragma	0,2	2	1,66	40	0	1593,6	0

Tabla 3.11 Determinación de carga Puntual

Momento por diafragma (kg.m)…….	**8765**
Reacción por diafragma kg….	**2908**

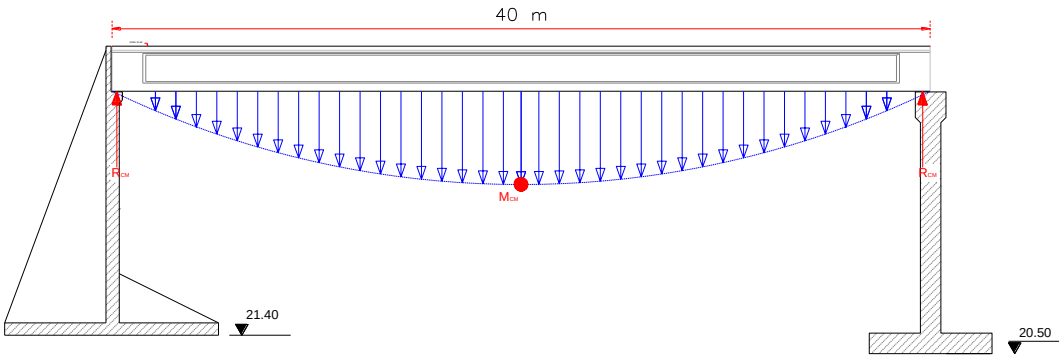


Fig.3.16 Esquema de momentos y reacciones producidas por carga muerta.

MOMENTO Y REACCION POR CARGA MUERTA		
MOMENTO TOTAL POR CARGA MUERTA	*940308*	*kg.m*
REACCION TOTAL MAXIMA POR CARGA MUERTA	*96063*	*kg*

Tabla 3.12 Momento y reacción por carga muerta

3.6.2 Carga viva

De acuerdo al estudio de tráfico realizado y, en concordancia con las normas del MOP, los diseños estarán basados en una carga equivalente a 1.25 del valor referido al camión de carga HS20-44 como camión tipo.

Las normas mencionadas recomiendan varias formas de aplicar la carga sobre el puente. Para un diseño por capacidad de carga y resistencia (DCCR), como el que se aplicará posteriormente, el estado más crítico corresponde a la aplicación de la carga del camión indicado en el lugar donde se produzcan las mayores solicitaciones.

3.6.2.1 Cálculo de las reacciones y momentos por carga viva.

Cuando un camión, un vagón de ferrocarril u otros vehículos ruedan sobre una viga, constituye un sistema de cargas concentradas, separadas por distancias fijas, que se llaman ***tren de carga***. Como se ha visto, en vigas sobre las que solamente existen fuerzas concentradas, el máximo momento flexionante tiene lugar en el punto de aplicación de una fuerza, y en el caso del de un tren de cargas móviles, el problema consiste en la determinación de los momentos en cada carga, cuando cada una está en una posición tal que el máximo momento tenga lugar bajo ella. El mayor de tales momentos máximos es el que se ha de considerar en el diseño del elemento.

Corolario: *El Momento flexionante bajo una carga determinada es máximo cuando el punto medio entre la carga y la resultante de las cargas existentes en el vano coincide con el punto medio del claro.*
La fuerza cortante máxima se produce en los apoyos y es igual a la reacción máxima la cual es generada cuando el tren de carga esta sobre el apoyo este apoyo puede ser izquierdo o derecho. [9]
Es decir el momento flexionante máximo de un grupo de cargas móviles, se produce cuando el punto medio entre la resultante y la carga analizada coincida con el punto medio del claro del puente. Pero la máxima reacción se produce cuando una carga del grupo de cargas móviles coincide con los apoyos del claro del puente, como el camión que analizamos tiene 3 ejes se presenta un caso por cada eje y se tendrán que analizar tres casos para momentos flexionantes y tres casos para reacciones.

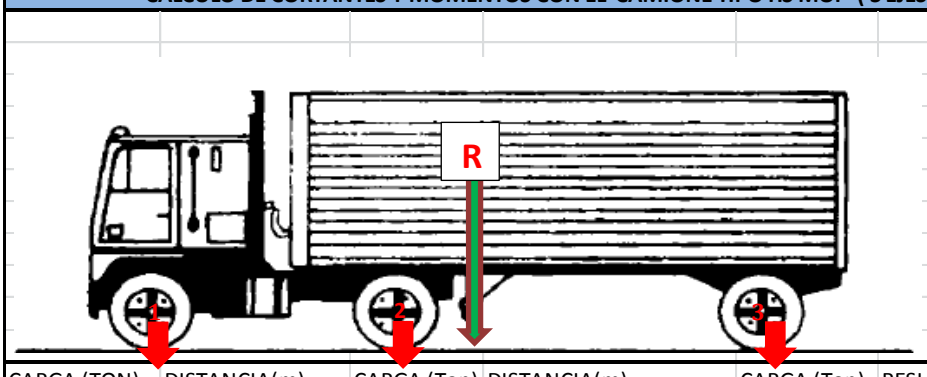
CALCULO DE CORTANTES Y MOMENTOS CON EL CAMIONE TIPO HS MOP (3 EJES)					
					
CARGA (TON)	DISTANCIA(m)	CARGA (Ton)	DISTANCIA(m)	CARGA (Ton)	RESULTANTE (Ton)
2.500	4,2	10.000	4,2	10.000	22500
CONDICION 1		CONDICION 2		CONDICION 3	
LUZ PUENTE	40	LUZ PUENTE	40	LUZ PUENTE	40
R1	9675	R1	10856,25	R1	12037,5
R2	12825	R2	11643,75	R2	10462,5
Mmax EJE1	166410	Mmax EJE2	199025,625	Mmax EJE3	194602,5
Vmax EJE1	19350	Vmax EJE2	18950,0	Vmax EJE2	20925
				Mmax	199025,625
				Vmax	20925,0

Tabla 3.13 Determinación del tren de carga con camión Tipo HS MTOP

Caso 1:
Momento flexionante. El punto medio entre el eje 1 y la resultante coinciden con el punto medio del claro del puente.
Reacción. El eje 1 esta sobre el apoyo, se considera que el camión está saliendo del puente.
Caso 2:
Momento flexionante. El punto medio entre el eje 2 y la resultante coinciden con el punto medio del claro del puente.
Reacción. El eje 2 esta sobre el apoyo, se considera que el camión está saliendo del puente.
Caso 3:
Momento flexionante. El punto medio entre el eje 3 y la resultante coinciden con el punto medio del claro del puente.
Reacción. El eje 3 esta sobre el apoyo, se considera que el camión está entrando al puente.

3.6.3 Factor de impacto

Adicionalmente se aplica un factor a las cargas vivas vehiculares para representar el aumento debido al impacto causado por una superficie de la carretera u otra perturbación. En las especificaciones estándar de la AASHTO (sec. 3.8.2.1), un factor de impacto (I) que es función de la luz se determina mediante la siguiente expresión:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10}$$

Donde L es la longitud cargada del tramo para producir el máximo efecto en el elemento y está en metros, Para nuestro caso se usará un coeficiente de impacto cuyo valor corresponde a la aplicación de la expresión anterior.

$$I = \frac{15.24}{40+38.10} = 0{,}195$$

Este factor puede llegar a un máximo de 0.33, nosotros optamos por este valor para dar mayor confiabilidad en el momento de obtener la carga de diseño

$$I = 33\%$$

3.6.4 Factor de contribución:

Este factor, se calcula para saber cómo contribuye el tren de carga en forma transversal, como se indica en la Fig 3.16

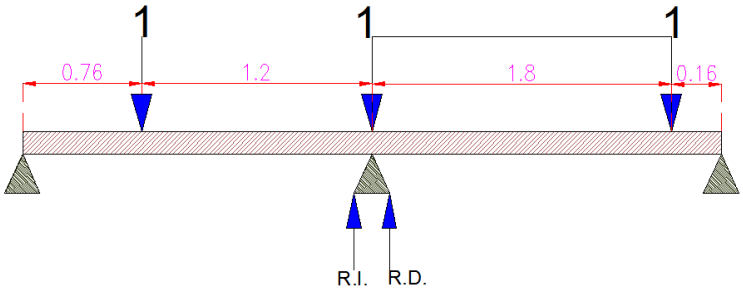


Fig 3.157 Diagrama para el cálculo del factor de contribución.

CALCULO DEL FACTOR DE CONTRIBUCION		
TRAMO	DIST.EJE	REACC
Izquierdo	1,2	0,388
Centro	0	1,000
Derecho	1,8	0,082
	Fact. Contrib	***1,469***

Tabla 3.14 factor de contribución

RESUMEN DE ESFUERZOS					
ESFUERZO	***NETO***	***F.DISTRIB***	***C.IMPACTO***	***TOTAL***	***UNIDAD***
Momento	**199026**	**1,469**	**1,330**	**388953**	**kg.m**
Corte	**20925**	**1,469**	**1,330**	**40893**	**kg**

Tabla 3.15 Resumen de esfuerzos

3.7 Cálculo de la carga de diseño

La carga de diseño obtenida será utilizada para el diseño del estribo y su respectiva cimentación, los respectivos factores de mayoración para carga muerta y carga viva se describieron anteriormente en la sección 3.6.

ESFUERZOS DE DISEÑO PARA UNA SEPARACION S=1,96						
ESFUERZO	C.MUERTA	FACTOR	CARGA VIVA	FACTOR	TOTAL	UNIDAD
MOMENTO	940308	1,25	388953	1,75	1856052	kg.m
CORTANTE	96063	1,25	40893	1,75	191642	kg
Momento sin mayorar(incljuido el impacto)...			1329261	kg.m		
Cortante maximo sin mayorar (incl.Impacto).			136956	kg		

Tabla 3.16 Esfuerzo de diseño

Tenemos que tener en cuenta que para el diseño de la subestructura se considera las cargas de diseño sin mayorar, ya que necesitamos trabajar con cargas nominales, porque de lo contrario obtendríamos dimensiones muy elevadas al usar factores de mayoración para la cimentación.

Capítulo IV: DETERMINACIÓN DE PARAMETRO DEL SUELO

El presente estudio consistió en un levantamiento de información para establecer características de los componentes geológicos que pudieran intervenir en el diseño de la cimentación del Puente Norcay.

El trabajo se inició con la revisión, de la información de geología regional como se indica en la Fig 4.1 y geología local para cubrir los aspectos geológicos y la determinación de la cohesión y ángulo de fricción (Φ) para cubrir el aspecto geotécnico que afectan el uso del terreno.

4.1 Geología regional.

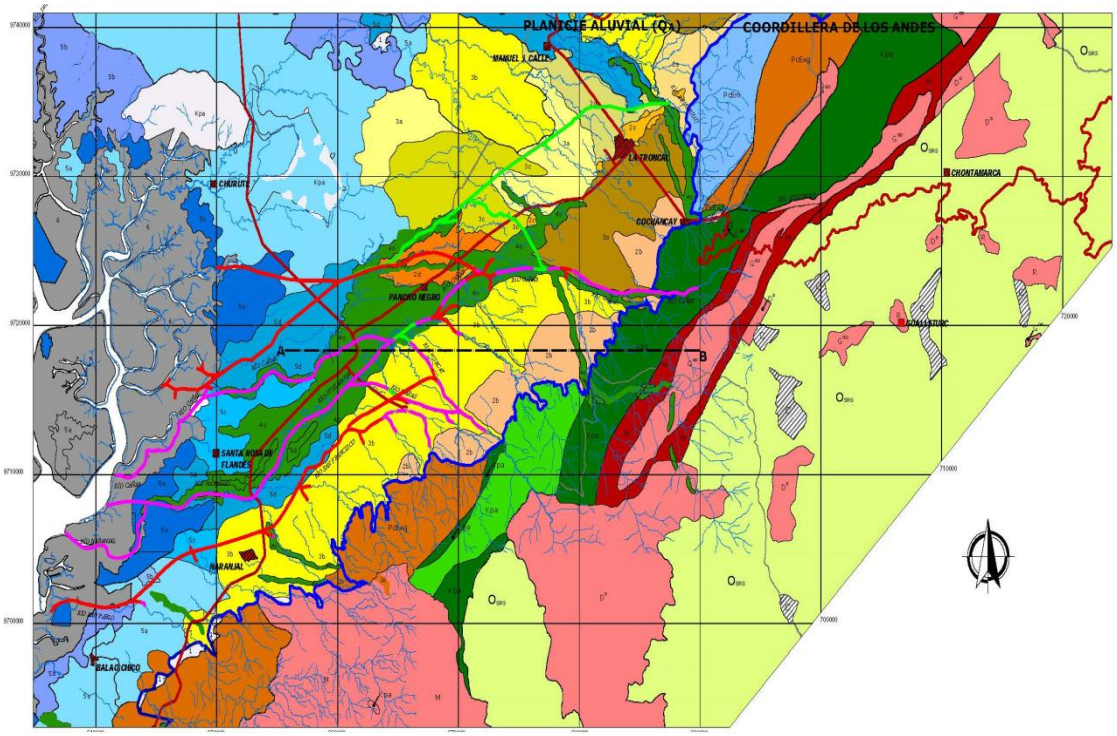


Fig 4.1 Plano Geológico

4.1.1 Perfil geológico.

Una columna estratigráfica es una representación utilizada en geología y sus subcampos de estratigrafía para describir la ubicación vertical de unidades de roca en un área específica. Una típica columna estratigráfica muestra una secuencia de rocas sedimentarias, con las rocas más antiguas en la parte inferior y las más recientes en la parte superior.

	COLUMNA ESTATIGRÁFICA		
	EDAD	UNIDAD ESTATIGRÁFICA	LITOLOGÍA DOMINANTE
Q_A VER SIMBOLOGIA DE SUELOS (QA)	CUATERNARIO	Depósitos aluviales y coluviales	Sedimentos sueltos de granulometría variada
O_{SRG}	MIO-OLIGOCENO	Grupo Saraguro	Lavas y piroclastos andesíticos a riolíticos
PcE_M	EOCENO	Unidad Macuchi	Lavas basálticas a andesíticas , piroclastos
PcE_{AG}	EO-PALEOCENO	Grupo Angamarca	Turbiditas (lutitas y limolitas negras, areniscas), piroclastos dacíticos.
Kpa	CRETÁCEO	Unidad Pallatanga	Basaltos y microgabros
Kpa		Unidad Yunguilla	Turbiditas de grano fino (lutitas, limolitas, areniscas) , tobas basálticas
M	JURÁSICO-TRIÁSICO	Metamórfico	Cornubianitas de bajo a mediano grado de metamorfismo . Filitas, esquistos, metaturbiditas finas.
D^D R G^{GD}	MIOCENO	Intrusivos	Granitoides, dioritas, riolitas, andesitas.

Fig 4.2 Columna estratigráfica del plano geológico.

Para determinar la geología regional se realizó un corte transversal A-B en el plano geológico de la Fig 4.1, en la zona de ubicación del proyecto, como se indica en la Fig 4.3 debido a que el puente está ubicado en río Norcay.

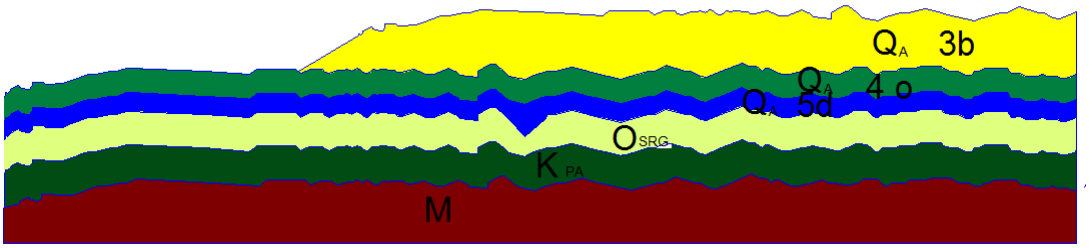


Fig 4.3 Corte geológico A-B

$$Q_A\text{-}K_{PA}\text{- M-}G^{GD}$$

Deposito aluvial (Q_A) (Holoceno-Cuaternario).- Se encuentra la mayoría en lugares planicies como en cauces meándricos y llanuras de inundación. La litología dominante son los sedimentos sueltos de granulometría variada. [12]

SIMBOLO	DESCRIPCION	COTAS	LOCALIDAD
3c	Aluviales. Grandes abanicos de esparcimiento. Cauces divagantes, muy sinuosos, trenzados. Pendientes <12%. Suelos arcillosos profundos.	50 A 60	Pancho Negro N, Estero Seco
3d	Aluviales. Abanicos de esparcimiento. Cauces divagantes, muy sinuosos, trenzados. Pendientes < 12%. Suelos arcillosos profundos, arenosos en profundidad.	70 A 80	El Cielo
4o	Aluviales en terrazas colgadas. Cauces meandriformes, llanuras de inundación. Bancos y diques aluviales. Pendientes 2% a 5%. Estructuras lenticulares de bloques y gravas bien gradadas.	10 A 300	Valles
5o	Aluviales arcillo-arenosos, en llanuras de inundación. Pendientes ≤ 2%. Suelos negros a gris verdosos. Sales.	< 20	Llanura Costera
5a	Aluviales finos, en llanuras de inundación. Pendientes ≤ 2%. Suelos amarillos, muy arcillosos.	< 20	Llanura Costera
5b	Aluviales areno-arcillosos, en llanuras ligeramente onduladas a planas. Pendientes ≤ 2%. Suelos amarillos, neutros.	< 20	Llanura Costera
5c	Aluviales areno-limosos, en llanuras ligeramente onduladas a planas. Pendientes ≤ 2%. Suelos neutros.	< 20	Llanura Costera
5d	Aluviales limo-arenosos, en llanuras ligeramente onduladas a planas. Pendientes ≤ 2%. Suelos neutros.	< 20	Llanura Costera
6	Depósitos estuarinos arenosos a arcillo-limosos. En manglares y salitrales. Abundantes sales y agua intersticiales. Suelos alcalinos.	< 20	Llanura Costera

Fig 4.4 Columna estratigráfica de suelos de planicie aluvial < 50 m.s.n.m

SIMBOLO	DESCRIPCIÓN	COTAS (msnm)	LOCALIDAD TIPICA
1	Rocas intrusivas y volcánicas, y volcano-sedimentarias.		
2o	Conos de deyección. Gargantas y vertientes. Pendientes > 40%. Suelos amarillos limo-arcillosos.	250 A 400	Chilcales
2a	Conos amplios. Superficies muy disectadas. Pendientes 12% a 25%. Suelos amarillos, pedregosos.	100 A 300	Playa Seca, Las Playas
2b	Conos amplios. Superficies disectadas. Pendientes 12% a 25%. Suelos amarillos y rojizos, pedregosos.	100 A 200	Zhucay, Putucay, Agua Caliente
2c	Conos estrechos, zonas de esparcimiento. Superficies disectadas. Pendientes 12% a 25%. Suelos rojizos profundos.	80 A 100	La Troncal NE, La Isla
2d	Conos de deyección, zonas de esparcimiento. Superficies disectadas. Pendientes 12% a 25%. Suelos rojizos profundos.	40 A 50	Pancho Negro, San Carlos
3o	Aluviales. Abanicos de esparcimiento. Cauces trenzados. Pendientes <12%. Suelos arenosos a limo-arenosos.	50 A 100	El Piedrero, La Puntilla, Naranja
3a	Aluviales. Abanicos de esparcimiento. Cauces sinuosos, trenzados. Pendientes <12%. Suelos arenosos profundos.	40 A 50	Coop. Pedro J. Montero
3b	Aluviales. Abanicos de esparcimiento. Cauces divagantes, trenzados. Pendientes <12%. Suelos areno-limosos profundos.	50 A 60	R. Ruidoso, R. Culebras

Fig 4.5 Columna estratigráfica de suelos de planicie aluvial > 50 m.s.n.m

Metamórfica (M) (Jurásico Triásico).- Estas rocas están intrusionadas por plutones cenozoicos de granodiorita-diorita, y están sobrepuestas por rocas volcánicas y sedimentarias. La litología dominante es turbiditas como la lutita, limolitas, areniscas y tobas basálticas. [12]

Intrusivos (G^{GD}) (Mioceno).- Las rocas intrusivas del área que presentan un escaso afloramiento en la zona de estudio, consisten principalmente de granitoides plutónicos y dioritas; en general, en estado fresco, son rocas muy tenaces y resistentes a la erosión. Los intrusivos están distribuidos según un patrón que ubica a los granitoideos en los niveles inferiores (200 a 600 m.s.n.m) de los contrafuertes de la cordillera; los dioríticos en altitudes mayores y hacia el este de los granitoideosa litología dominante son las granitoides, dioritas, riolitas y andesiticas. [12]

Formación Pallatanga (K_{PA}) (Cretáceo) La unidad Pallatanga consiste en basaltos finos toleíticos de fondo marino, tanto masivos como con estructuras de lavas en almohadilla y hasta brechados. Los basaltos se encuentran fallados contra las rocas metamórficas, en cuyos contactos se encuentran evidentes huellas de cizallamiento. También se encuentran depósitos de rocas volcanoclásticas y lavas de composición andesítica. La litología dominante en esta unidad son areniscas volcánicas, tobas basálticas primarias y secundarias, brechas e hialoclastitas. Las rocas muestran una gran evidencia de haber sido retransportadas por procesamientos de flujo masivo que incluyen flujos de lava y corrientes turbidíticas. [12]

4.2 Geología Local

Fig 4.6 Perforación del ensayo SPT del estribo derecho (Puente Norcay)

Ubicación: excavación estribo derecho
Coordenadas: X = 667008.060 m. Y = 9718174.560 m.
Sector: Puente Norcay

Se ha realizado una investigación “In situ” con el fin de describir y caracterizar los estratos que se encuentra en el sitio de la excavación, pudiéndose observar claramente material aluvial como estrato de grava, arena, limos y arcillas, lo cual quiere decir que es un deposito aluvial.

4.3 Aspectos de geotecnia.

En la etapa de estudio los ensayos se habían realizado en 4 puntos, como se indica en la Tabla 4.1 y la profundidad del ensayo es de 15 metros aproximadamente lo cual inicia desde 31.67 m.s.n.m, llega a una cota de 16.50 m.s.n.m. y la cimentación se encuentra a 21.40 m.s.n.m lo que garantiza conocer 5 metros más de profundidad las características de los estratos a partir de nivel de la cimentación.

Descripción	Este	Norte	distancia entre perforaciones
NOR-1	667013.610 m	9718182.930 m	
PNO-2	666960.211 m	9718174.719 m	54.03 m
PNO-3	666915.455 m	9718086.066 m	99.31 m
PNO-1	666825.845 m	9718045.166 m	98.50 m

Tabla 4.1 Coordenadas de los ensayos SPT en la etapa del estudio

Las perforaciones se deberían haber realizado por lo mínimo una por estribo del puente y también en los ejes de la pila.
En este caso los sondeos NOR-1 y PNO-1 están ubicados como a 15 metros del área de cimentación. En el anexo A se indican las ubicaciones del sondeo SPT en el Puente Norcay.
Los sondeos PNO-2 y PNO-3 están ubicados en el interior del área de cimentación y es por eso que al realizar las perforaciones de comprobación coincidieron con las del estudio y por ende no había dificultad de construcción como en el caso del estribo derecho que cambio considerablemente el número de golpes
A continuación se indica los perfiles estratigráficos del estribo derecho del Puente Norcay, tanto del estudio, como de comprobación que se realizó en la etapa de construcción.

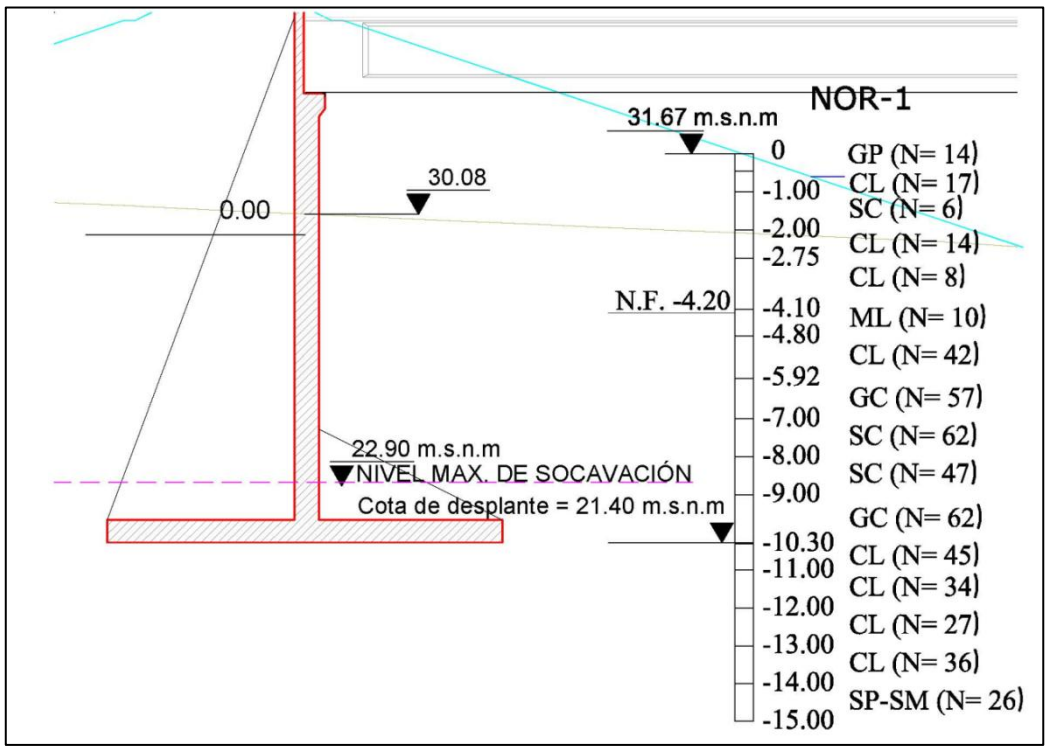


Fig. 4.7 Perfil estratigráfico del ensayo SPT según el estudio (estribo derecho)

En este perfil se puede observar que a nivel de cimentación el estrato que sobresale es la arcilla media a baja plasticidad. Para clasificar el suelo según SUCS después de la perforación, se tomaron las muestras alteradas y se realizaron los ensayos en el laboratorio como la granulometría y límites de Atterberg. El número de golpes que se registró es en el estrato de cimentación se de 45.

Después de realizar la excavación hasta el nivel de la cimentación de 21.40 m.s.n.m, es obligación de la Fiscalización realizar una comprobación del estudio. Esta comprobación se lo realizó mediante el ensayo SPT. Estas se realizaron en los ejes de las cimentaciones de pilas y estribos. Por lo que se realizaron en 6 puntos las perforaciones.

Descripción	Este	Norte	distancia entre perforaciones
estribo derecho	667008.060 m	9718174.560 m	40 m
pila 1	666977.273 m	9718149.023 m	40 m
pila 2	666946.485 m	9718123.486 m	40 m
pila 3	666915.698 m	9718097.949 m	40 m
pila 4	666884.910 m	9718072.412 m	40 m
estribo izquierdo	666854.123 m	9718046.876 m	

Tabla 4.2 Ubicación de comprobaciones del ensayo SPT

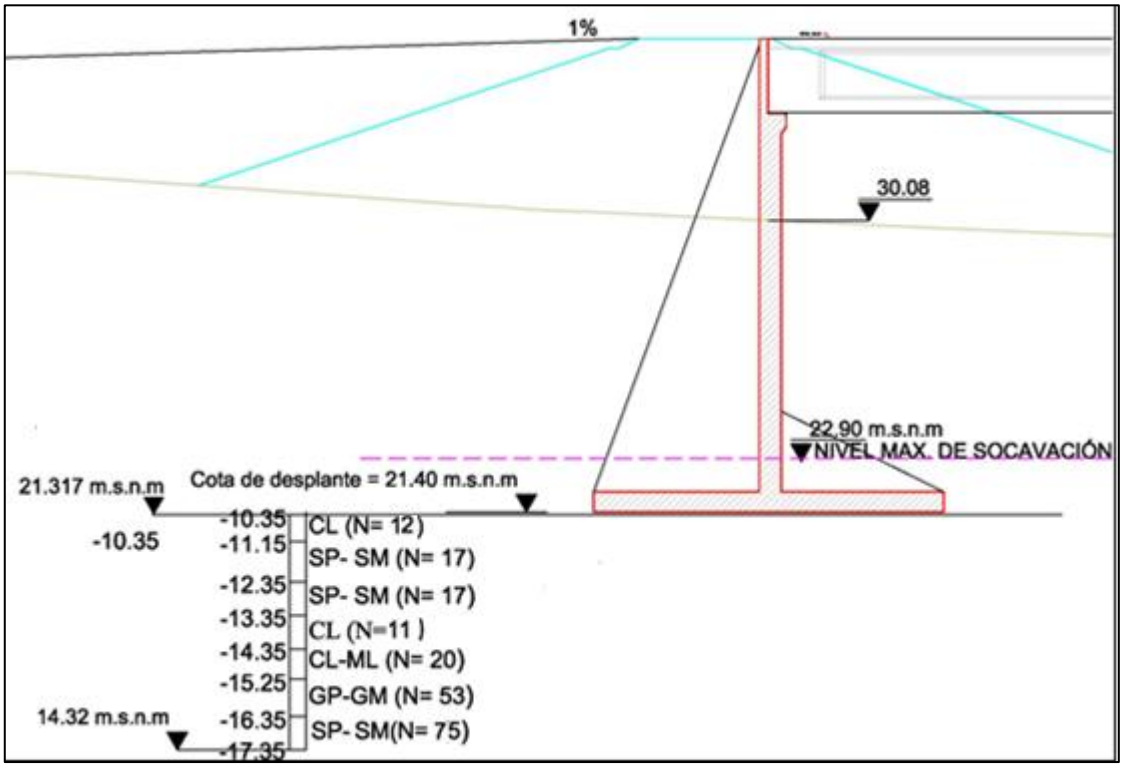


Fig 4.8 Perfil estratigráfico del ensayo SPT según la comprobación (estribo derecho)

El suelo a nivel de la cimentación es el mismo que en el estudio, arcilla. El número de golpes baja considerablemente a 12, lo cual no coincide con los estudios iniciales por lo que se optó realizar un rediseño considerando una cimentación adecuada a los estratos encontrados en la etapa de construcción. Este problema se genera únicamente en el estribo derecho del puente Norcay, por lo que se realizara un estudio tomando en cuenta las normas y parámetros de suelo existentes.

En la Tabla 4.3 se resume las características de cada estrato del estribo derecho del Puente Norcay, en la cual se realizaron en el laboratorio como en el campo los siguientes ensayos:

1. En el laboratorio:
   - Límites de Atterberg, ASTM D-4318
   - Clasificación de suelos, SUCS
   - Granulometría
2. Ensayos en el campo:
   - Prueba de Penetración Estándar, ASTM D-1586

Todos estos ensayos se realizaron en todos los puntos de sondeos que se mencionaron anteriormente.
En el estribo derecho se realizaron 7 ensayos de Penetración Estándar, como se indica en la Tabla 4.3

PROYECTO: CONTROL DE INUNDACIÓNES DEL RÍO CAÑAR (PUENTE NORCAY)

LOCALIZACIÓN: PUENTE NORCAY- ESTRIBO DERECHO NF 27.47 m.s.n.m
COORDENADAS: (667008060; 9718174560)
COTA DE INICIO DE PERFORACION: 21,32
FISCALIZACIÓN: CONSORCIO CAÑAR
FECHA: JUNIO 20, 2013
FECHA FIN: JUNIO 20, 2013

MUESTRA	COTA	N_{SPT}	DENSIDAD SECA	HUMEDAD	LIMITES DE ATTERBERG			CLASIFICACION	GRANULOMETRIA % PASA ACUMULADO			DESCRIPCIÓN
Nº	m.s.n.m		ρ (Kg/m^3)	%	LL	LP	IP	SUCS	Nº4 %	Nº 40 %	Nº200 %	
12	21.4	12	1640	21.1	23	15	8	CL	100	85.6	57.2	arcilla de plasticidad baja color gris verdoso con arena fina. Consistencia dura
13	20.2	17	1780	21.2	NP	NP	NP	SP-SM	100	56.7	8.6	Arena fina limosa mal graduada color café claro. Condicion medianamente suelta
14	19.2	17	1800	21	NP	NP	NP	SP-SM	100	55.6	7.1	Arena fina limosa mal graduada color café claro. Condicion medianamente suelta
15	18.2	11	1670	25.4	23	14	9	CL	100	96.7	65	Arcilla de plasticidad baja color gris verdoso con arena fina. Consistencia: dura
16	17.3	20	1710	28.1	28	23	5	CL-ML	100	96	81.7	Arcillas y limos de plasticidad baja color gris verdoso y con poca arena fina. Consistencia Dura
17	16.2	53	1940	7.1	NP	NP	NP	GP-GM	43.6	16.1	5.2	Grava limosa mal graduada color gris claro con arena media. Condicion: muy densa
18	14.8	75	1980	7.1	25	23	2	SP-SM	55.9	18.2	8	Arena media arcilla limosa mal graduada color gris claro con grava condicion: muy densa

Tabla 4.3 Resultado de la perforación del estribo derecho en la etapa de construcción.

La cimentación se asienta en la cota de 21.40 m.s.n.m, en ese estrato se puede observar que sobresale la arcilla de baja plasticidad con N_{SPT} = 12 es muy bajo comparando con la del estudio como se indica en la Fig 4.7 que es de 45 golpes. Es decir que el estrato resistente se encuentra a los 6 metros de profundidad bajo la cimentación. Pero se debe tener en cuenta, que cuando los estratos se encuentran a profundidades considerables, la mejor solución es optar por cimentaciones profundas para tratar de alcanzar dicho estrato.

4.3.1 Perfil estratigráfico

El perfil estratigráfico se realizó tomando en cuenta todos los sondeos de la etapa de estudio y de comprobación.

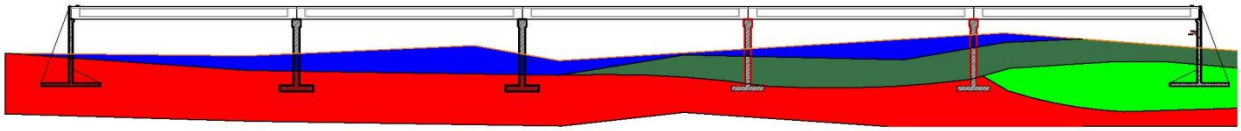


Fig 4.9 Perfil estratigráfico longitudinal den Puente Norcay

Después de los ensayos realizados tanto en el campo como en el laboratorio se agrupo los estratos de acuerdo a la clasificación de SUCS

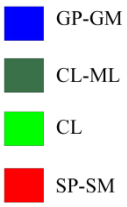


Fig 4.10 Simbología del perfil estratigráfico longitudinal.

En este perfil estratigráfico se puede observar, que el estribo derecho se encuentra asentada sobre el estrato de arcilla. Y el estrato resistente se encuentra como a 6 metros de profundidad, es por eso que se realizó un rediseño como una cimentación indirecta para poder llegar al estrato resistente.

4.3.2 Determinación del ángulo de fricción (Φ) y la cohesión (c) mediante expresiones empíricas y tablas.

Las muestras con penetrómetro estándar se toman generalmente a intervalos de 1.5 m aproximadamente. Cuando el material encontrado en el campo es arena (particularmente arena fina debajo de nivel freático), la obtención de un a muestra por medio de penetrómetro estándar resulta difícil. [1]

Por la heterogeneidad del material que se encontró debajo de nivel de cimentación como: limos, arenas y gravas se realizó la corrección del N_{SPT} mediante expresiones empíricas de Lia y Whitman (1968). Y para el caso de arcilla no se realizó la corrección de $N_{SPT.}$ Se tomó los valores arrojados del campo para la determinación de cohesión y el ángulo de fricción interna.

$$C_N = 9.78 * \sqrt{\frac{1}{\sigma'_O}} \quad \text{Lia y Whitman (1968)}$$

Donde el valor de N corregido es igual a:

$$N_{SPT(cor)} = C_N * N_{SPT}$$

$N_{SPT(cor)}$= número de golpes corregidos.
C_N= factor de corrección
N_{SPT}= número de golpes obtenidos en el campo.
σ'_o= presión efectiva de sobrecarga.

La presión efectiva de sobrecarga se determina mediante la siguiente ecuación

$$\sigma = \sigma'_o + \mu$$
$$\sigma = \gamma * h$$
$$\mu = \gamma_w * h$$
$$\sigma'_o = \sigma - \mu$$

Dónde:
σ = esfuerzo normal
μ = presión de poros
σ'_o = presion efectiva
h = altura del estrato
γ_d = peso especifico del suelo

γ_w = peso especifico del agua = 1 $^{gr}/_{cm^3}$
γ_{sat} = peso especifico saturado
w = % de humedad
ϕ = ángulo de fricción °

Estratigrafía	N_{SPT}	Prof. (m)	ρ_d (kg/m³)	W(%)	ρ_{sat} (kg/m³)	σ'_0 (kg/m³)	N_{SPT} CORR.	ϕ (°)	c (kg/m²)
Arcilla limosa (CL)	12	0.8	1640	21.1	1986.04	788.83	12	5	5384.02
Arena limosa (SP-SM)	17	2.3	1790	21.1	2167.69	3474.52	11	30	0
Arcilla limosa (CL)	11	0.9	1670	25.4	2094.18	4459.28	11	7	4935.35
Limo arenoso (CL-ML)	20	0.9	1710	28.1	2190.51	5530.74	13	31	0
Grava limosa (GP-GM)	53	1.1	1940	7.1	2077.74	6716.25	32	36	0
Arena mal graduada (SP-SM)	75	1	1980	7.4	2126.52	7842.77	44	39	0

Tabla 4.4 Determinación de los parámetros del suelo (ángulo de fricción y cohesión)

- ✓ **Arenas y gravas** el ángulo de fricción y la cohesión se determinó mediante la siguiente expresión:

$$\phi\ (\text{grados}) = 27.1 + 0.3 * N_{Cor} + 0.00054 N_{cor}^{\ 2} \qquad \text{Wolf (1989)}$$
$$c = 0\ kN/m^2$$

- ✓ **Arcillas** el ángulo de fricción se determinó con tablas y la cohesión mediante fórmulas empíricas.

$$c_u = 4.4 * N_{SPT} \quad {}^{Kg}/_{cm^2} \qquad \text{Stroud(1974)}$$

N_{SPT}	EN ARCILLAS		ø Ángulo de fricción interna	E (Kg/cm²)
	q_u, kg/cm²	Descripción		
< 2	< 0.25	Muy blanda	0	3
2--4	0.25--0.50	Blanda	0--2	30
4--8	0.50--1.00	Media	2--4	45--90
8--15	1.00-2.00	Compacta	4--6	90--200
15--30	2.00-4.00	Muy Compacta	6--12	>200
> 30	> 4.00	Dura	> 14	

Tabla 4.5 Angulo de fricción interna de arcilla [11]

4.4 Determinación de capacidad portante del suelo.

De la tabla 4.4 se puede determinar los parámetros para el cálculo de capacidad portante de suelo. El ángulo de fricción en el estrato de cimentación es de 5 º y la cohesión de 5384.02 kg/cm2

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \qquad (5)$$

Dónde:

c: Cohesión= 5384.02 Kg/m^2
q: Esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación
γ_1: Peso específico del suelos=1986.04 Kg/m^3
B: Ancho de la cimentación = 9.60 m
$F_{cs}F_{qs}F_{\gamma s}$: Factores de forma
$F_{cd}F_{qd}F_{\gamma d}$: Factores de profundidad
$F_{ci}F_{qi}F_{\gamma i}$: Factores de inclinación de la carga
$N_cN_qN_\gamma$: Factores de capacidad de carga se determino con la tabla de Vesic
ϕ: Ángulo de fricción = 5°
L: Longitud de la cimentación = 10.45 m
β°: Inclinación de la carga sobre la cimentación= 0°
D_f: Profundidad de desplante1.50 m

- Factor de forma según De Beer (1970)

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} * \frac{N_q}{N_c}$$

$Nc = 6.49$

$Nq = 1.57$

$$F_{cs} = 1.22$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} * tan\emptyset$$

$$F_{qs} = 1.08$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 * \frac{B}{L}$$

$$F_{\gamma s} = 0.64$$

- Factor de profundidad según Hansen (1970)

Condición (a): $\frac{D_f}{B} \leq 1$

$$\frac{1.50}{9.60} \leq 0.05$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 * \frac{D_f}{B}$$

$$F_{cd} = 1.06$$

$$F_{qd} = 1 + 2 * tan\emptyset * (1 - sen\emptyset)^2 * \frac{D_f}{B}$$

$$F_{qd} = 1.02$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

- Factor de inclinación de la carga según Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981)

$$F_{ci} = F_{qi} = (1 - \frac{\beta^{\circ}}{90^{\circ}})^2$$
$$F_{ci} = F_{qi} = 1$$
$$F_{\gamma i} = (1 - \frac{\beta}{\emptyset})^2 = 1$$

$$F_{\gamma i} = 1$$

Por lo tanto la capacidad última del suelo es:

$$q_u = 1.67\ Kg/cm^2$$

$$q = \gamma_1 * D_f$$

$$\mathrm{q} = 1986.04 * 1.5 = 0.298\ \mathrm{Kg/cm^2}$$

$$q_{neta} = \frac{q_u - q}{3}$$

$$q_{neta} = 1.67\ kg/cm^2$$

El esfuerzo del suelo es de 1.67 Kg/cm^2. En el **capítulo V** se debe comparar con el esfuerzo necesario de la estructura.

Capítulo V: DISEÑO DEL ESTRIBO Y LA CIMENTACION.

Teniendo en cuenta que en la etapa de construcción los resultados obtenidos de los ensayos SPT no coinciden con los datos de la etapa de Estudio específicamente los parámetros de suelo del Estribo derecho del Puente Norcay. Por lo que se requiere un nuevo análisis de las cargas para verificar si su dimensionamiento es el correcto de lo contrario incorporaremos a este análisis un diseño con pilotes de manera de conservar las dimensiones de la cimentación del estribo y obtener una capacidad del suelo capaz de soportar las solicitaciones de carga que se generan.

5.1 Cargas

Para nuestro cálculo necesitamos considerar las siguientes cargas.

5.1.1 Carga muerta.

Cada uno de los pesos de los elementos de la superestructura y de la subestructura que intervengan en el tramo comprendido, también tenemos que considerar los rellenos que intervengan como carga muerta sobre el elemento.

5.1.2 Empuje de tierra.

Se considera el empuje producido por los rellenos, en la cara exterior e interior del estribo, teniendo en cuenta el nivel freático de los estratos.
Según las normas AASHTO 96 en su artículo 3.20.1 recomienda que las estructuras se diseñen para soportar una presión equivalente al peso de un líquido no menor a 4712.62KN/m3. En nuestro análisis hemos considerado una presión correspondiente a la calculada usando la fórmula de empuje de tierra propuesta por Rankine, estas presiones de tierra están aplicadas en el centro de gravedad de la Figura que forma el diagrama de presiones.

- **Presión activa:**

$Pa = 0.5 * Ka * \gamma * H^2$ ⟶ Cuando el diagrama de esfuerzos es un triángulo.

$Pa = Ka * \gamma * H^2$ ⟶ Cuando el diagrama de esfuerzos es un rectángulo.

$$Ka = \frac{1 - sen(ø)}{1 + sen(ø)} = tan^2(45 - \frac{ø}{2})$$

En donde:

γ Peso específico del material de relleno a utilizar,
h Altura del muro,
Ka Coeficiente de presión activa.
Φ Angulo de fricción interna del suelo.

– **Presión pasiva:**

$Pp = 0.5 * \gamma * h^2 * Kp$ ⟶ Cuando el diagrama de esfuerzos es un triángulo.

$Pp = \gamma * h^2 * Kp$ ⟶ Cuando el diagrama de esfuerzos es un rectángulo.

$$Kp = \frac{1}{Ka}$$

Dónde:

γ Peso específico del material de relleno a utilizar,
h Altura del muro,
Kp Coeficiente de presión pasiva.

5.1.3 Carga de sismo:

Para el cálculo de la carga de sismo **utilizaremos** el código ecuatoriano de la construcción y por las expresiones desarrolladas por Mononobe-Okabe que considera el sismo en el empuje de tierra.

- **Código ecuatoriano de la construcción.-** La aceleración inercial por peso propio calculamos mediante el Código ecuatoriano de la construcción, este código considera como aceleración inercial un porcentaje del peso del estribo, cuyo porcentaje es calculado teniendo en cuenta el lugar donde se ejecutara la construcción, el tipo de suelo, el nivel de dificultad tanto en planta como elevación, el tipo de estructura con su importancia.

$$\% \, \boldsymbol{de\ fuerza\ horizontal} = \frac{\boldsymbol{Z * I * C}}{\boldsymbol{R} * \phi \boldsymbol{p} * \phi \boldsymbol{e}}$$

$$\boldsymbol{V} = \% \, \boldsymbol{de\ fuerza\ horizontal} * \boldsymbol{W}$$

En donde:
V Fuerza inercial por peso propio.
Z Factor de zona sísmica.
I Factor de importancia.
C Factor de geología y suelo.
R Factor de reducción de respuesta estructural.
ϕp Factor penalización en planta.
ϕe Factor de penalización en elevación.
W Peso del estribo.**Factor de zona sísmica "Z"**

Para obtener el factor de zona sísmica tenemos que establecer primero la zona sísmica con la ayuda de la Fig 5.1, en esta figura tenemos un mapa que categoriza el lugar de acuerdo a su intensidad sísmica., luego de definir la zona sísmica buscamos el factor sísmico "Z" dada por la "NEC **2.5.2.2"** en la siguiente tabla 5.1.

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor Z	0.15	0.25	0.30	0.4

Tabla 5.1 Factor de zona sísmica (Z).

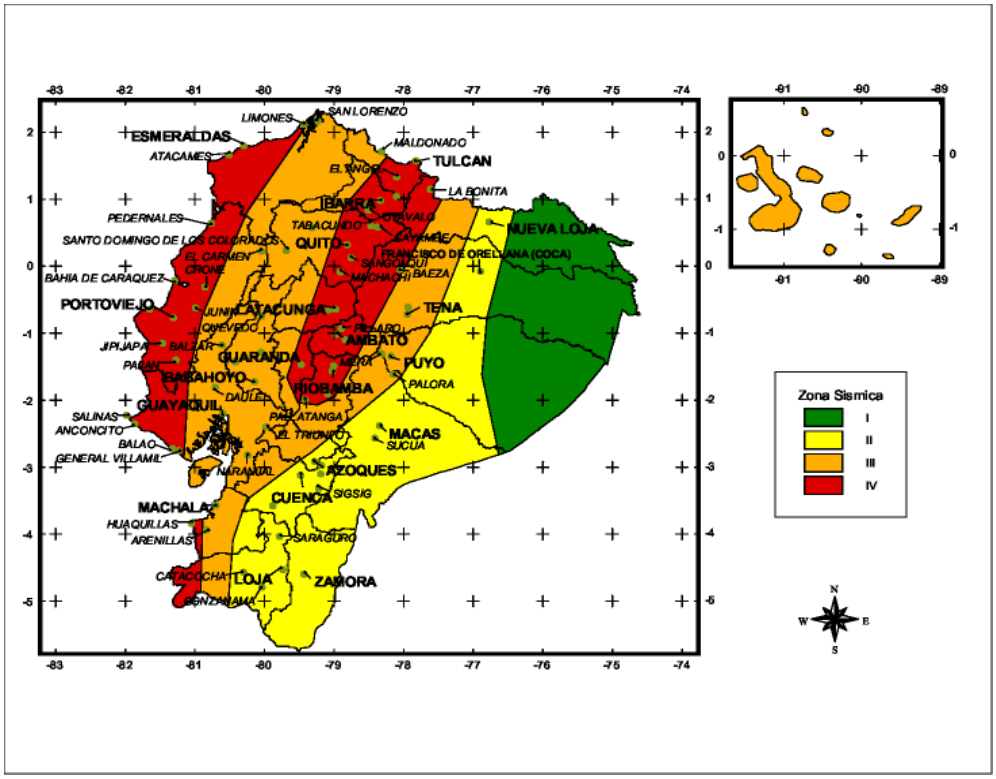


Fig 5.1 Mapa sismico "Código Ecuatoriano de la Construcción 2002"

- **Factor de importancia "I".** El factor de importancia (I) es aquel que califica a una estructura de acuerdo a su utilidad para la población, según las normas AASHTO en la sección 3.10.7 recomienda el uso del factor de importancia para subestructuras dada en la Tabla 5.2**.**

Factores de Modificación de Respuesta (I) – Subestructuras 3.10.7 AASHTO			
Subestructura	CATEGORÍA SEGÚN LA IMPORTANCIA DEL PUENTE		
	Crítica	Esencial	Otras
Pilar tipo muro- mayor dimensión	1,5	1,5	2
Caballetes tipo muro- mayor dimensión - Sólo pilotes verticales - Con pilotes inclinados	1,5 1,5	2 1,5	3 2
Columnas individuales	1,5	2	3
Caballetes de pilotes de acero o de pilotes compuestos de acero y hormigón - Sólo pilotes verticales - Con pilotes inclinados	1,5 1,5	3,5 2	5 3
Caballetes multicolumnas	1,5	3,5	5

Tabla 5.2 Factor de importancia (I).

- **Factor de geología y suelo "C".** este factor obedece a las características de suelo y al periodo de la estructura, dicho factor se determina por la siguiente expresión.

$$C = \frac{1.25 * s^s}{T}$$

En donde:

- S = coeficiente de lugar (AASHTO 3.10.5.1-1) ver Tabla 5.2

Perfil tipo	Descripción	S
S1	Roca o suelo firme	1
S2	Suelos intermedios	1,2
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1,5
S4	Condiciones specials de suelo	2,0*

Tabla 5.2 Coeficiente de lugar (S)

El coeficiente de lugar se escoge de acuerdo el suelo que encontremos, en nuestro caso S=1.2, ya que el suelo corresponde a la definición de cohesivo-duro a no cohesivo-profundo, con distancia a la roca en un rango de 60 metros.

- T = periodo de la estructura**.**

El periodo de vibración de la estructura, para cada dirección principal, será estimado a partir del método descrito a continuación:

El Método para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse, de manera aproximada, mediante la expresión:

$$\mathrm{T} = \mathrm{Ct} * \mathrm{ht}^{\alpha}$$

En donde:

ht = altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

Para pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural, Ct = 0.049 y α = 0.75.[10]

- **Factor de reducción de respuesta estructural "R".** El factor implica una fuerte reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rotulas plásticas, el factor "R" lo obtuvimos de acuerdo a la siguiente tabla de la NEC, sección **2.7.2.3**.

SISTEMA ESTRUCTURAL	*R*
Estructuras con pórticos espaciales sismorresistentes, de hormigón armado o de estructura de acero laminado en caliente. Sistemas de pórticos espaciales sismorresistentes de hormigón o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Estructuras con pórticos espaciales sismorresistentes y diagonales rigidizantes. Estructuras con vigas perdidas en las losas (losas planas) y con muros estructurales.	8
Estructuras con vigas perdidas en las losas (losas planas) y sin muros estructurales. Estructuras con pórticos espaciales sismorresistentes en conjunto con mampostería confinada. Estructuras de acero doblado en frío. Estructuras de madera.	7
Estructuras de mampostería reforzada.	4.5
Estructura de tierra.	1.5

Tabla 5.3 Coeficiente de reducción estructural (R).

- **Factor penalización en planta y elevación**. "ϕp, ϕe". Para obtener el factor penalización en planta (ϕp) y factor de penalización en elevación (ϕe), nosotros nos basamos en los siguientes artículos de la Norma Ecuatoriano de la Construcción (NEC).
  2.6.7.2 Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la NEC Tabla 2.13, en ninguno de sus niveles, ϕe tomara el valor de 1 y se le considerara como regular en elevación. [10]
  2.6.6.2 Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la NEC Tabla 2.12, en ninguno de sus pisos, ϕp tomara el valor de 1 y se le considerara como regular en planta.[10]

  Según los artículos mencionados nuestro puente no tiene ninguna clase de irregularidad descritos en las tablas indicadas, tanto en planta como elevación, por lo que ϕp y ϕe serán iguales a 1.

- **Expresiones Mononobe Okabe.-** Por otro lado, las Normas sugieren se utilice las expresiones desarrolladas Mononobe Okabe, Análisis por el método de Mononobe. El diseño de los estribos y muros de contención debe tener en cuenta las fuerzas sísmicas transmitidas por los apoyos de la superestructura y además, el aumento de la presión lateral de tierra durante los sismos, tal como establece el método de Mononobe – Okabe.

- Mononobe y Matsuo (1929) y Okabe (1926) modificaron la clásica solución de Coulomb para tomar en cuenta la fuerza de inercia

correspondiente a las aceleraciones horizontal y vertical kh y kv, respectivamente, actuando en todos los puntos de una superficie asumida de falla, (Ver Fig 5.2)

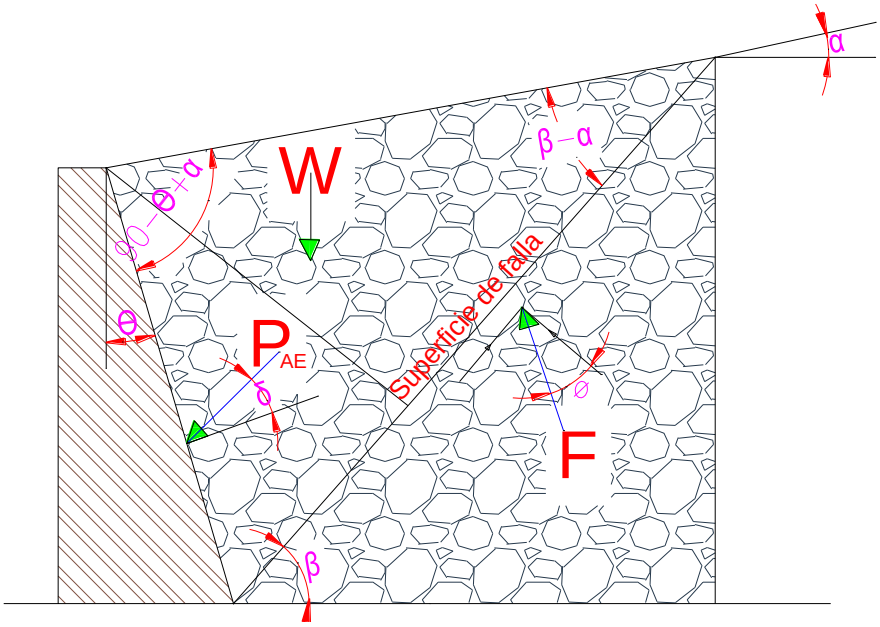


Fig 5.2 Diagrama de la cuña de falla de Coulomb

Tomando este tipo de cuña como la falla del suelo, Coulomb determino el coeficiente de presión activa (Ka), nótese que si los ángulos $\boldsymbol{\alpha}=0$, $\boldsymbol{\theta}=0$, δ=0. El coeficiente de presión activa de Coulomb, es igual al coeficiente de presión activa de Rankine.

La presión y el coeficiente activo del suelo determinados por Coulomb está dada por la expresión:

$$Pa = 0.5 * Ka * \gamma * H^2$$

$$Ka = \frac{cos^2(\phi - \Theta)}{cos^2(\Theta) * cos(\delta + \Theta) * \left[1 + \sqrt{\frac{sen(\delta + \phi) * sen(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \Theta) * \cos(\Theta - \alpha)}}\right]^2}$$

$$\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_a$$

$$P_{AE} = \frac{\gamma * (1 - Kv) * K_{AE} * H^2}{2}$$

$$K_{AE} = \frac{cos^2(\phi - \theta - \boldsymbol{\beta})}{\cos(\boldsymbol{\beta}) * cos^2(\theta) * cos^2(\delta + \theta + \boldsymbol{\beta}) * \left[1 + \sqrt{\frac{sen(\delta + \phi) * sen(\phi - \alpha - \boldsymbol{\beta})}{\cos(\delta + \theta + \boldsymbol{\beta}) * \cos(\alpha - \theta)}}\right]^2}$$

Dónde:
Ka= Coeficiente activo del suelo determinados por Coulomb.
Pa= Presión activa.
ΔP_{AE}= Incremento de presión por sismo.
P_{AE}= Presión de suelo incluyendo el sismo
K_{AE}= Coeficiente de presión con sismo.
Kh= Coeficiente de empuje horizontal, $\mathrm{Kh} = \frac{\mathrm{A}}{2}$; A es el coeficiente sísmico.
Kv= coeficiente de empuje vertical, $0.3\mathrm{Kh} \leq \mathrm{Kv} \leq 0.5\mathrm{Kh}$
H= altura de suelo que está en consideración.

Este método tiene dos prácticas aceptables.

- La primera supone que el empuje dinámico P_{AE} equivale a una carga uniforme repartida con la resultante aplicada en la mitad de su altura (H/2)

- La segunda consiste en dividir el empuje activo dinámico P_{AE} en dos efectos,
  Efecto estático (Pa), este efecto estará aplicado a una altura igual a H/3 de la base del estribo
  Efecto dinámico adicional (ΔP_{AE}= P_{AE}- Pa), este efecto debe aplicarse en una altura igual 0.6H para el cálculo de momentos,

A continuación mostramos un diagrama general de presiones laterales estáticas de suelo.

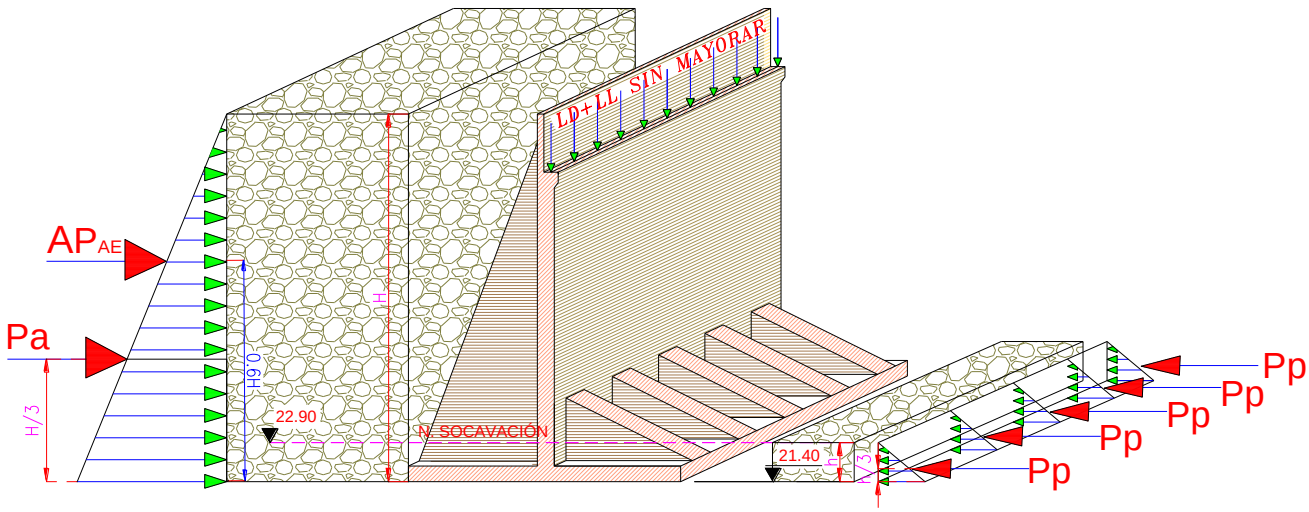


Fig 5.3 Diagrama de presiones de suelo actuante en el estribo "sin sismo".

Nótese que en este diagrama no está tomado en cuenta el nivel freático, pues en caso de presencia de nivel freático se tendrán que tomar en cuenta las presiones de agua para obtener un buen cálculo de las presiones laterales.

Como tenemos las distancias que se aplican las Presiones, los momentos de volteo serán igual a la Presión que se aplica multiplicada por su distancia (brazo de palanca).

$$M = h * P$$

En donde:

M = momento de volteo
H= brazo de palanca
P= presión aplicada
Para el cálculo de esfuerzos sobre el suelo generado a nivel de cimentación utilizamos la siguiente expresión.

$$Pmax \text{ ó } Pmin = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{W};\ W = \frac{a * B^2}{6}$$

En dónde.

W= resistencia del volteo
a= ancho de la zapata
B= largo de la zapata
A= área de la zapata
P= carga aplicada en la zapata
Pmax ó Pmin = esfuerzos en el suelo

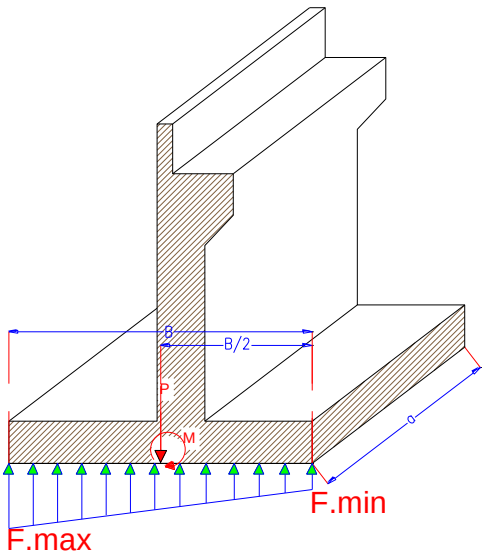


Fig 5.4 Diagrama de esfuerzos en la cimentación.

5.2 Cálculo de los esfuerzos producidos en el suelo.

Las dimensiones de la zapata se conservan porque la excavación ya está realizada, de manera que calcularemos los esfuerzos producidos al suelo por la estructura con las dimensiones de 9.60 m de ancho por 10.45 m de largo.

EQUILIBRIO EN EL CENTRO DEL ESTRIBO TOTAL

CALCULO DEL PESO

ELEMENTO	LARGO	ANCHO	ALTO	P.UNITARIO	TOTAL
Mensula	0.25	9.6	2.23	2400	12845.
Pantalla	0.65	9.60	11.27	2400	168780.
Zapata	10.45	9.60	0.6	2400	144461.
Tiera interior	4.95	9.60	13.25	1976.5	1244503.
Tierra exterior	4.85	9.60	0.90	2104.1	88169.
Crg. Muerta	64623	5.00	1	1	323115.
Crg. Vivas	40893	5.00	1	1	204465.
				Suman..kg	**2186337.**

CALCULO DEL MOMENTO

ELEMENTO	VALOR	EJES	NUMERO	TOTAL
MOMENTO	395256	1.96	5	**3873505.**

FATIGA DEL SUELO

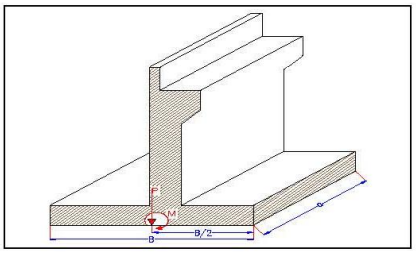
Ancho base	9.60	m
Largo de base	10.45	m
AREA	100.32	m2
W.RESIST.	174.72	m3
P/A	21793.63	Kg/m2
M/W	22169.28	Kg/m2
F.max	**43962.91**	**Kg/m2**
F.min	**-375.65**	**Kg/m2**

ver cuaderno de tola PRESION ADMISIBLE DEL SUELO

4.40	**Kg/cm2**
-0.04	**Kg/cm2**

RESULTADOS / m.		
AREA	104500	cm2
W resist	18200417	cm3
P/A	2.257	kg/cm2
M/W	2.172	kg/cm2
Fmax	**4.43**	kg/cm2
Fmin	**0.09**	kg/cm2

$$W = \frac{a * B^2}{6} \qquad Fmax \text{ ó } Fmin = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{W}$$



COMBINACION DE CARGAS

1 **CARGA MUERTA + EMPUJE DE TIERRA**
2 **CARGA MUERTA + EMPUJE DE TIERRA +CARGA VIVA**
3 **CARGA MUERTA + EMPUJE DE TIERRA + SISMO**
4 **CARGA MUERTA + EMPUJE DE TIERRA + CARGA VIVA + SISMO**

1 **CARGA MUERTA + EMPUJE DE TIERRA**

EQUILIBRIO DEL ESTRIBO TOTAL

CALCULO DEL PESO

ELEMENTO	LARGO	ANCHO	ALTO	P.UNITARIO	TOTAL
Mensula	0.25	9.6	2.23	2400	12844.82
Pantalla	0.65	9.6	11.27	2400	168779.52
Zapata	10.45	9.6	0.60	2400	144460.80
Tierra interior	4.95	9.6	13.25	1976.5306	1244502.73
Tierra exterior	4.85	9.6	0.90	2104.0816	88169.44
Crg. Muerta	64623	5	1.00	1	323115.00
Crg. Vivas	……..	…….	…….	……..	…….
				Suma…kg...	**1981872.**

CALCULO DEL MOMENTO (SIN SOBRECARGA)

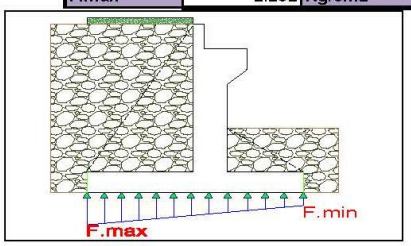
Para este calculo restamos la presion Pasiva a la Activa (Pa-Pp)

Momento /m…… -52103 kg.m (por metro de muro)

Ancho de la pantalla…… 9.6 m

Momento por E.Tierra en el estribo…… -500185.9 kg.m

FATIGA EN EL SUELO		
Carga (P)	1981872.310	kg
Momento (M)	-500185.899	kg.m
Ancho base	9.600	m
Largo de base	10.450	m
AREA (A)	100.320	m2
W.RESIST. (W	174.724	m3
P/A	19755.505	Kg/m2
M/W	-2862.720	Kg/m2
F.min	1.689	**Kg/cm2**
F.max	2.262	**Kg/cm2**



2 CARGA MUERTA + EMPUJE DE TIERRA + CARGA VIVA

EQUILIBRIO DEL ESTRIBO TOTAL

CALCULO DEL PESO

ELEMENTO	LARGO	ANCHO	ALTO	P.UNITARIO	TOTAL
Mensula	0.25	9.6	2.23	2400	12844.82
Pantalla	0.65	9.6	11.27	2400	168779.52
Zapata	10.45	9.6	0.60	2400	144460.80
Tierra interior	4.95	9.6	13.25	1976.5306	1244502.73
Tierra exterior	4.85	9.6	0.90	2104.0816	88169.44
Crg. Muerta	64623	5	1.00	1	323115.00
Crg. Vivas	40893	5	1.00	1	204465.00
				Suma...kg...	**2186337.**

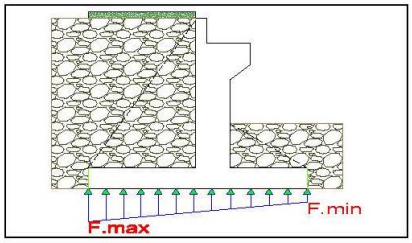
CALCULO DEL MOMENTO (CON SOBRECARGA)

Momento /m..... -43745 kg.m (por metro de muro)

Ancho de la pantalla..... 9.6 m

Momento por E.Tierra en el estribo..... -419954.6 kg.m

FATIGA EN EL SUELO		
Carga (P)	2186337.310	kg
Momento	-419954.578	kg.m
Ancho base	9.600	m
Largo de base	10.450	m
AREA (A)	100.320	m2
W.RESIST.	174.724	m3
P/A	21793.633	Kg/m2
M/W	-2403.531	Kg/m2
F.min	1.939	Kg/cm2
F.max	2.420	Kg/cm2



3 CARGA MUERTA + EMPUJE DE TIERRA + SISMO

EQUILIBRIO DEL ESTRIBO TOTAL

CALCULO DEL PESO

ELEMENTO	LARGO	ANCHO	ALTO	P.UNITARIO	TOTAL
Mensula	0.25	9.6	2.23	2400	12844.82
Pantalla	0.65	9.6	11.27	2400	168779.52
Zapata	10.45	9.6	0.60	2400	144460.80
Tierra interior	4.95	9.6	13.25	1976.5306	1244502.73
Tierra exterior	4.85	9.6	0.90	2104.0816	88169.44
Crg. Muerta	64623	5	1.00	1	323115.00
Crg. Vivas	....	....	.....	....	.....
				Suma...kg..	1981872.31

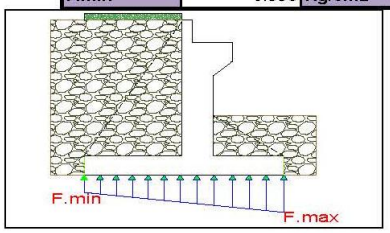
CALCULO DEL MOMENTO (CON SISMO)

Momento por metro 421118 Kg.m

Ancho de pantalla 9.6 m

Momento por sismo tot. 4042732.72 Kg.m

FATIGA EN EL SUELO		
Carga	1981872.310	kg
Momento	4042732.721	kg.m
Ancho base	9.600	m
Largo de base	10.450	m
AREA	100.320	m2
W.RESIST.	174.724	m3
P/A	19755.505	Kg/m2
M/W	23137.821	Kg/m2
F.max	4.289	**Kg/cm2**
F.min	0.338	**Kg/cm2**



4 CARGA MUERTA + EMPUJE DE TIERRA + CARGA VIVA + SISMO

EQUILIBRIO DEL ESTRIBO TOTAL

CALCULO DEL PESO

ELEMENTO	LARGO	ANCHO	ALTO	P.UNITARIO	TOTAL
Mensula	0.25	9.6	2.23	2400	12844.82
Pantalla	0.65	9.6	11.27	2400	168779.52
Zapata	10.45	9.6	0.60	2400	144460.80
Tierra interior	4.95	9.6	13.25	1976.5306	1244502.73
Tierra exterior	4.85	9.6	0.90	2104.0816	88169.44
Crg. Muerta	64623	5	1.00	1	323115.00
Crg. Vivas	40893	5	1.00	1	204465.00
				Suma...kg..	2186337.31

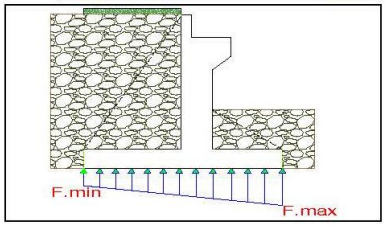
CALCULO DEL MOMENTO (CON SISMO)

Momento por metro 422161 Kg.m

Ancho de pantalla 9.60 m

Momento por sismo tot. 4052747.33 Kg.m

FATIGA EN EL SUELO		
Carga	2186337.	kg
Momento	4052747	kg.m
Ancho base	9.6	m
Largo de base	10.45	m
AREA	100.32	m2
W.RESIST.	174.72	m3
P/A	21794.	Kg/m2
M/W	23195.	Kg/m2
F.max	4.50	**Kg/cm2**
F.min	0.14	**Kg/cm2**



Se observa que los esfuerzos generados en el suelo bajo la cimentación varía desde 0.14 - 4.50 Kg/cm2, pero la capacidad portante del suelo (capitulo 4) está en 1.67 Kg/cm2, por lo que ***con seguridad afirmamos que el suelo no es adecuado para soportar esta estructura***.

Luego de analizar los estratos bajo la cimentación inicial del estribo derecho del puente Norcay, se logra encontrar un ***estrato resistente a una profundidad de 7m***, pero esta profundidad es muy grande como para pensar bajar la cimentación, ya que este trabajo implicaría movimientos de tierra demasiados elevados para luego ser rellenados., peor aún cuando se trata de movimiento de tierra bajo el nivel freático, ***la manera más adecuada de alcanzar este estrato, es hincando pilotes de una longitud de 7m*** de manera que la cimentación inicial pueda soportar las solicitaciones de carga. Es por esto que se consideró el uso de pilotes para la cimentación, transformando a una cimentación superficial en una profunda con pilotes.

5.3 Cálculo de la capacidad de un pilote.

Para la capacidad de carga del pilote consideramos que este trabajara en punta (Qs), ya que se están cimentando en un estrato resistente, pero la capacidad de carga por fricción (Qs) por mínima que sea siempre estará presente. Por lo que esta capacidad no fue despreciada.

RESISTENCIA POR FUSTE DE UN PILOTE

$$Q_s = \sum P * \Delta L * f$$

P: perimetro de la seccion del pilote

ΔL: longitud incremental del pilote sobre el cual P y f se consideran cst.

f: resistencia unitaria por friccion a cualquier profundidad z

$$f = K * \sigma'_0 * Tan(\delta)$$

K: coeficiente de presion de tierra

σ'_o: esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideracion

δ: angulo de friccion entre suelo y pilote, este valor varia entre 0.5ø-0.8ø

P(m²)	ΔL	δ=0.65ø	σ´0	K	f	Qs
1.8	0.8	3	788.832	1.09541311	49.0669786	70.6564492
1.8	2.3	20	3474.519	0.59394021	739.608386	3061.97872
1.8	0.9	5	4459.281	1.05375679	373.945466	605.791655
1.8	0.9	20	5530.74	0.58359344	1180.57652	1912.53397
1.8	1.1	23	6716.254	0.49216858	1436.98151	2845.22339
1.8	1	26	7842.774	0.44067965	1649.64459	2969.36026
					Qs(TOTAL)	11465.5444

$$Q_{adm} = \frac{Q_{p+}Q_s}{FS}$$

Qadm: capacidad de carga admisible

Qp: capacidad de carga del pilote

Fs: factor de seguridad (varia entre 2.5-4 [1])

Fs 2.5

Qadm (Meyerhof) 129451.005 kg

Tabla 5. 4: Ecuaciones de K para diferentes pilotes

TIPO DE PILOTE	K
Perforado	$\approx K_o = 1 - sen\varphi$
Hincado, de bajo desplazamiento	$\approx K_o = 1 - sen\varphi$ a $1.4K_o = 1.4(1 - sen\varphi)$
Hincado, de alto desplazamiento	$\approx K_o = 1 - sen\varphi$ a $1.8K_o = 1.8(1 - sen\varphi)$

DISEÑO DE PILOTES

RESISTENCIA DE LA PUNTA DE UN PILOTE

Estratigrafía	N_{SPT}	Prof. (m)	ρ_d (kg/m³)	W(%)	ρ_{sat} (kg/m³)	σ'_0 (kg/m³)	N_{SPT} CORR.	ϕ (°)	c (kg/m²)
Arcilla limosa (CL)	12	0.8	1640	21.1	1986.04	788.83	12	5	5384.02
Arena limosa (SP-SM)	17	2.3	1790	21.1	2167.69	3474.52	11	30	0
Arcilla limosa (CL)	11	0.9	1670	25.4	2094.18	4459.28	11	7	4935.35
Limo arenoso (CL-ML)	20	0.9	1710	28.1	2190.51	5530.74	13	31	0
Grava limosa (GP-GM)	53	1.1	1940	7.1	2077.74	6716.25	32	36	0
Arena mal graduada (SP-SM)	75	1	1980	7.4	2126.52	7842.77	44	39	0

ANTERIORMENTE CALCULADO PARA EL NIVEL DE CIMENTACION 21391.3

q´(kg/m²) EN LA PUNTA 7842.77

$$C_N = 9.78 * \sqrt[2]{\frac{1}{\sigma'_0}} \qquad N_{SPT\ (COR)} = C_N * N_{SPT}$$

Se desprecia la cohesión en los estratos de arena, limos y gravas, ya que estos valores tienden a cero. La cohesión en los estratos de arcilla se determinó mediante fórmulas empíricas.

$$c_u = 4.4 * N_{SPT} \quad \text{Stroud(1974)}$$

Para estratos de arcilla

Angulo de friccion: el angulo de friccion se calculo mediante tablas para suelos arcillosos [11]. Para suelos granulares mediante formulas empíricas [1]

N_{SPT}	EN ARCILLAS		ø Ángulo de fricción interna	E (Kg/cm²)
	q_u, kg/cm²	Descripción		
< 2	< 0.25	Muy blanda	0	3
2--4	0.25--0.50	Blanda	0--2	30
4--8	0.50--1.00	Media	2--4	45--90
8--15	1.00-2.00	Compacta	4--6	90--200
15--30	2.00-4.00	Muy Compacta	6--12	>200
> 30	> 4.00	Dura	> 14	

ø de fricción para arcillas [11]

$$\emptyset = 27.1 + 0.3 * N_{SPT\ (corr)} - 0.00054\left(N_{SPT(CORR)}{}^2\right) \quad \text{Wolff (1989)}$$

Para estratos granulares

Ecuación de Meyerhof

$$Qp = Ap(c * N_c + q' * N_q)$$

DONDE:

Qp: resistencia de la punta
Rp: resistencia del pilote
Ap: área de la punta de un pilote
γ: densidad del material
B: lado del pilote

c: cohesión del suelo que soporta la punta del pilote
q´: esfuerzo vertical efectivo a nivel de la punta del pilote
Qu: capacidad última de carga del suelo en la cabeza del pilote
Nc, Nq,Nγ: factores de capacidad de carga
Df: profundidad de desplante o longitud del pilote

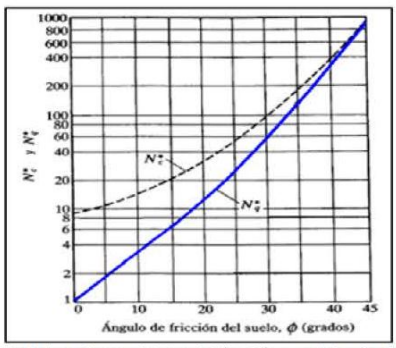
ø	39.25	grados
B(cm)	0.45	m
Ap	0.2025	m2
c	0	kg/m2
Nc*	400	
Nq*	370	
L	6	m
Lb	1	

$$q' = Df * \gamma$$

q´ 7842.774 kg/m2

$$q1\left(\frac{KN}{m^2}\right) = 50 * N_q$$

q1*Ap 312162 kg
Qp(Meyerhof) 312162 kg



Variación de los valores máximos de N'c y N'q, con el ángulo de fricción del suelo Φ (según Meyerhof, 1976)

5.4 Distribución de pilotes en cimentación.

Luego de analizar en número de pilotes para cada caso de esfuerzo, se realiza una tabla con el número de pilotes que agrupe todo los casos para definir el número de pilotes que cumple con los casos posibles de carga.

ENVOLVENTE DE NUMERO DE PILOTES POR FILA						PILOTES COLOCADOS	
Ubicación	**Dist. Extremo**	**CASO1**	**CASO2**	**CASO3**	**CASO4**		**# Pilotes*X**
interior	0						
Fila 1	0.5	4	5	1	1	5	2.50
Fila 2	2.86	4	4	4	4	4	11.44
Fila 3	5.22	4	4	4	4	4	20.88
Fila 4	7.58	3	4	5	6	6	45.48
Fila 5	9.94	3	4	7	7	7	69.58
borde	10.45			SUMAN		26	149.88

Tabla 5.4 Distribución de Pilotes

5.4 Comprobación con el número de pilotes.

Como tenemos 26 pilotes distribuidos en la zapata que resisten la solicitación de carga, ahora tenemos que ver si estos están trabajando individual o en grupo, para verificar si en realidad resisten estos pilotes de acuerdo a su eficiencia de grupo.

ESTRIBOS PUENTE NORCAY

COMPROBACIÓN DEL GRUPO DE PILOTES DEL ESTRIBOS

RESULTADOS POR METRO	
Fmax	4.50 kg/cm2
Fmin	0.14 kg/cm2

largo de la zapata	9.6 m
Ancho de la zapata	10.45 m
Carga total.....	2326936 Kg
Capacidad de un piloe	129.45 Ton
Numero pilotes.....	**19.00 pil.**
NUMERO DE PILOTES TOMADOS	26.00

EFICIENCIA DE GRUPO DE PILOTES

η= eficiencia del grupo
Qg(u)= capacidad ultima de carga del gupo de pilotes
Qu= capacidad ultima de carga de cada pilote sin el efecto del grupo

$$n = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} \qquad \eta = \frac{2(n1 + n2 - 2)d + 4D}{pn1n2}$$

Lg= lado largo de la zapata
Bg= lado corto de la zapata
n1= numero de pilotes en la longitud Lg
n2= numero de pilotes en la longitud Bg
d= distancia mas corta entre pilotes
D= ancho del pilote rectangular
p= perimetro del pilote individual

DATOS	
D	0.45
Lg	10.45
Bg	9.6
n1	5
n2	7
d	2.3

RESULTADOS		
η	76%	PILOTES TRABAJAN EN GRUPO
Qg(u)	2553677.93 kg	RESISTEN LOS PILOTES

La carga que transmite la zapata hacia el suelo es de 2326.9 ton, ahora considerando que el grupo tiene una eficiencia de trabajo de 76%, el grupo resisten una carga de 2553.6 Ton, por lo que con certeza podemos decir que los pilotes soportan la solicitación de carga.

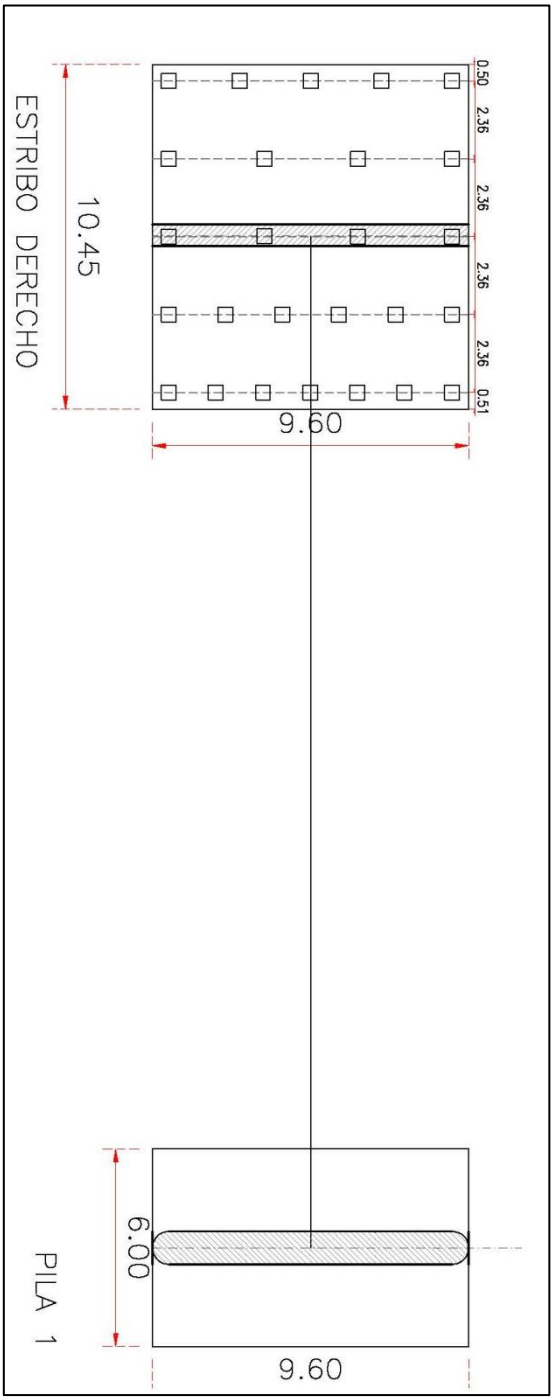


Fig 5.6 Distribución de pilotes en la zapata

Esta distribución se realiza según los diagramas de esfuerzos.

Nota: El diseño completo de este capítulo se puede encontrar en el ANEXO C.

Capítulo VI: PROCESO CONSTRUCTIVO DEL ESTRIBO DERECHO.

La construcción de los cimientos en las coordenadas del estudio es importante para no alterar en lo económico y el estudio realizado. Para la construcción de los cimientos se realiza los siguientes pasos.

1. Replanteo y nivelación
2. Desbroce y desbosque
3. Retiro y acopio de capa vegetal
4. Excavación
5. Replantillo y nivelación.
6. Armado de acero de refuerzo de fy = 4200 kg/cm^2
7. Armado de encofrados
8. Colado de hormigón para la construcción de zapatas f'c= 280 kg/cm^2
9. Construcción de muros de pantalla

6.1 Replanteo y nivelación

Es el conjunto de operaciones que tiene que desarrollar para la ubicación de un proyecto en el terreno, tanto en el plano horizontal como en el vertical, en base a los datos que constan en los planos respectivos
Los trabajos de replanteo y nivelación deberán ser ejecutados en la totalidad del proyecto antes de iniciar los trabajos de construcción, teniendo especial cuidado en verificar con precisión y claridad las cotas hidráulicas. Se deberá colocar mojones de hormigón perfectamente identificados con la cota y abscisa correspondiente. (Ver Anexo B-1)

6.2 Desbroce, desbosque y limpieza

Consiste en despejar de vegetación el terreno necesario para llevar a cabo la obra. Se procederá a cortar, desenraizar y retirar de los sitios de construcción, los árboles incluidos sus raíces, arbustos, hierbas, etc. y cualquier vegetación en las áreas de construcción como bancos de material de préstamo para el relleno.
Estas operaciones pueden ser efectuadas indistintamente a mano o mediante el empleo de equipos mecánicos. Toda la materia vegetal proveniente del desbroce deberá colocarse fuera de las zonas destinadas a la construcción. (Ver Anexo B-2)

6.3 Retiro y acopio de capa vegetal

Es la remoción de las capas superficiales de terreno natural cuyo material no sea aprovechable para la construcción, que se encuentren localizados sobre sitios en que se van a asentar estructuras y/o sobre los bancos de préstamos.

El retiro y acopio de la capa vegetal se realizará en todas las áreas a ser excavadas o rellenadas. El acopio se podrá realizar con tractores con hoja

topadora, cargadora frontal, y volquetes, movilizando las coberturas orgánicas (espesor de suelo entre 15 a 30 cm). (Ver Anexo B-3)

6.4 Excavaciones

Se entiende por excavaciones en general, el remover y quitar la tierra u otros materiales con el fin de conformar espacios para alojar mamposterías, hormigones y otras obras. Las excavaciones se realizarán de acuerdo a los datos del proyecto, excepto cuando se encuentren inconvenientes imprevistos que tienen que ser superados de conformidad con el criterio del Ingeniero; se realizará sobreexcavación hasta hallar suelo resistente o se buscará una solución adecuada.

El trabajo final de las excavaciones deberá realizarse con la menor anticipación posible a la construcción de la mampostería, hormigón o estructura, con el fin de evitar que el terreno se debilite o altere por la intemperie.

En ningún caso se excavará con maquinarias tan profundo que la tierra del plano de asiento sea aflojada o removida. El último material a excavar debe ser removido a pico y pala en una profundidad de 0.5 m, dando la forma definitiva del diseño. (Ver Anexo B-4)

- **Presencia de agua**

La realización de excavación para estructuras con presencia de agua puede ocasionarse por la aparición de aguas provenientes del subsuelo, de aguas lluvias, de inundaciones y de operaciones de construcción. Como el agua dificulta el trabajo, disminuye la seguridad de personas y de la obra misma, es necesario tomar las debidas precauciones y protecciones.

Los métodos y formas de eliminar el agua de las excavaciones, pueden ser tablestacados, ataguías, bombeo, drenaje, cunetas y otros.

En los lugares sujetos a inundaciones de aguas lluvias se debe prohibir efectuar excavaciones en tiempo lluvioso, en beneficio de la seguridad del personal y de los equipos.

- **Manipuleo y desalojo de material excavado**

Los materiales excavados que van a ser utilizados posteriormente en los rellenos de las obras estructurales, se colocarán lateralmente a lado de la excavación; este material se mantendrá ubicado en tal forma que no cause inconvenientes a los trabajos que se realicen en el lugar ni al tránsito del público.

Se debe prohibir la realización de excavaciones en tiempo lluvioso. Cuando se coloquen las mamposterías, hormigones o estructuras no debe haber agua en las excavaciones y así se mantendrá hasta que hayan fraguado los morteros y hormigones.

6.5 Replantillo y nivelación

Luego de dejarlo limpio se debe adecuar el terreno. Esto significa emparejar o dejarlo a nivel, y esto se realiza con un hormigón de 140 kg/cm^2. El replantillo se realiza para poder realizar los armados de acero para la zapata.

6.6 Colocación de acero de refuerzo en barras fy=4200 kg/cm2

Es el conjunto de operaciones necesarias para cortar, doblar, formar ganchos y colocar las varillas de acero de refuerzo utilizadas para la formación de hormigón armado. Estos materiales deberán ser nuevos y de la calidad conveniente a sus respectivas clases.
Las distancias, el traslape, el tamaño y la forma de las varillas se deben colocarse como se indique en los planos, antes de proceder a su colocación, las superficies de las varillas deberán limpiarse de óxido, polvo, grasa u otras sustancias y deberán mantenerse en estas condiciones hasta que queden sumergidas en el hormigón.
Las varillas deberán ser colocadas y aseguradas exactamente en su lugar, por medio de soportes, separadores, etc., preferentemente metálicos de manera que no sufran movimientos durante el vaciado del hormigón hasta el fraguado inicial de éste. Se deberá tener cuidado necesario para aprovechar de la mejor manera la longitud de las varillas de acero de refuerzo. (Ver Anexo B-5)

6.7 Encofrados

Se entenderá por encofrados las formas volumétricas, que se confeccionan con piezas de madera, metálicas o de otro material resistente para que soporten el vaciado del hormigón con el fin de amoldarlo a la forma prevista.
Los encofrados, generalmente construidos de madera, deberán ser lo suficientemente fuertes para resistir la presión, resultante del vaciado y vibración del hormigón, estar sujetos rígidamente en su posición correcta y lo suficientemente impermeable para evitar la pérdida de la lechada.

Los tableros se mantendrán en su posición, mediante pernos, de un diámetro mínimo de 8 mm roscados de lado a lado, con arandelas y tuercas. Antes de depositar el hormigón; las superficies del encofrado deberán aceitarse con aceite comercial para encofrados de origen mineral.

El uso de vibradores exige el empleo de encofrados más resistentes que cuando se usan métodos de compactación a mano.

6.8 Hormigones

Se entiende por hormigón al producto endurecido resultante de la mezcla de cemento Portland, agua y agregados pétreos en proporciones adecuadas; puede tener aditivos con el fin de obtener cualidades especiales. (Ver Anexo B-6)

6.8.1 Tipos de hormigón.

6.8.1.1 Hormigón simple:

Es el hormigón en el que se utiliza ripio de hasta 5 cm de diámetro y desde luego tiene todos los componentes de hormigón.

6.8.1.2 Hormigón armado:

Es el hormigón simple al que se añade hierro de refuerzo de acuerdo a requerimientos propios de cada estructura.

6.8.2 Diseño del hormigón:

Para obtener un hormigón bueno, uniforme y que ofrezca resistencia, capacidad de duración y economía, se debe controlar en el diseño:

a) Calidad de los materiales,
b) Dosificación de los componentes,
c) Manejo, colocación y curado del hormigón.

Al hablar de la dosificación hay que poner especial cuidado en la relación agua-cemento, que debe ser determinada experimentalmente y para lo cual se debe tener en cuenta lo siguiente:

a) Grado de humedad de los agregados,
b) Clima del lugar de la obra,
c) Utilización de aditivos,
d) Condiciones de exposición del hormigón; y,
e) Espesor y clase de encofrado.

En general la relación agua-cemento debe ser lo más baja posible, tratando siempre de que el hormigón tenga siempre las condiciones de impermeabilidad, manejo y trabajabilidad propios de cada objeto.

6.8.3 Mezclado de hormigón

6.8.3.1 El hormigón preparado en mezcladora

Deberá ser mezclado por lo menos durante el tiempo que se indica a continuación en la siguiente tabla 6.1.
No se debe mezclar durante un periodo largo o mayor de especificado pues habrá evaporación del agua de la mezcla, con la consecuente disminución de trabajabilidad.

CAPACIDAD DE LA HORMIGONERA (m^3)	TIEMPO DE MEZCLADO (min)
0.8	1
1.5	$1\,{}^{1}/_{4}$
2.3	$1\,{}^{1}/_{2}$
3.1	$1\,{}^{3}/_{4}$
3.8	2
4.6	$2\,{}^{1}/_{4}$
7.6	$3\,{}^{1}/_{4}$

Tabla 6.1 Tiempo mínimo de mezclado recomendado.

(La máquina dará por lo menos 60 revoluciones en los tiempos indicados).

El hormigón será descargado completamente antes de que la mezcladora sea nuevamente cargada. La mezcladora deberá ser limpiada a intervalos regulares mientras se use y mantenida en buen estado.

6.8.3.3 Hormigón producido en planta.

Cuando el hormigón producido en planta dosificadora, esta deberá tener los suficientes espacios para almacenar los áridos por separado.- Los espacios de almacenamiento de áridos serán igual al número de áridos diferentes que se deduzcan del diseño del hormigón en laboratorio.

Para la correcta dosificación del árido en la planta de hormigón, se deberá contar con un sistema que pese la cantidad programada de cemento y los diferentes tipos de árido por adición dentro de un mismo ciclo de pesaje, o podrá contar con un sistema de tolvas pesadoras independientes que pesan por separado cada tipo de árido.

6.8.4 Transporte del hormigón en mixer.

El hormigón elaborado debe ser transportado lo más velozmente posible desde la hormigonera a la obra para poder conservar su calidad. (Ver Anexo B-7)

Como la calidad de los caminos influye fuertemente en la segregación de la mezcla, estos deben ser mantenidos en buen estado por el Constructor

Al llegar a la obra, el responsable de recibir el hormigón debe controlar el parte de entrega y la calidad de todas las cargas. El hormigón al ser transportado en Mixer, es necesario que éste sea mezclado al momento del arribo por 1-2 minutos antes de ser descargado.

No se permitirá agregar agua suplementaria, dado que ésta labor está fuera de control y no se distribuye en modo óptimo.

6.8.5 Bombeo del hormigón.

Si el hormigón debe ser bombeado, se podrán usar bombas sencillas o dobles conectadas a una sola tubería entre 6” y 8” y que tengan una capacidad mínima de transporte de 25 m^3 por hora, y que puedan elevar el hormigón a una altura de mínimo 30 metros y transportar hasta 250 metros de distancia horizontal.

Teniendo en cuenta la altura, la distancia y el número de codos de 90°, se aplicará para el cálculo del bombeo del hormigón la siguiente fórmula:

$$5H + D + (5 * n) = 250\, metros$$

D = distancia horizontal a transportar
H= Altura a que debe elevarse
N= número de codos
Los empalmes de los tubos se harán con uniones en forma de tenazas.

6.8.6 Pruebas de hormigón.

Las pruebas de consistencia se realizarán en las primeras paradas hasta que se estabilicen las condiciones de salida de la mezcla; en el caso de haber cambios en las condiciones de humedad de los agregados o cambios del temporal; y, si el transporte del hormigón desde la planta hormigonera hasta el sitio de fundición fuera demasiado largo, o estuviera sujeto a evaporación apreciable, en estos casos se harán las pruebas en el sitio de empleo del hormigón. Las pruebas se harán con la frecuencia necesaria.

Las pruebas de resistencia a la compresión se las realizará en base a las especificaciones de la A.S.T.M. para moldes cilíndricos. Se tomarán por lo menos seis cilindros por cada 30 m^3 de hormigón vaciado; dos que serán probados a los 7 días y otro dos a los 28 días. Si en cada caso la resistencia no fuere la especificada, entonces cada tercer cilindro será probado y servirá como dirimente para asegurar la calidad del hormigón.

El resultado del de 7 días se utilizará para estudiar condiciones de trabajo, mezcla, materiales, curado y relación con la resistencia a los 28 días, con el objeto de facilitar el control de resistencia de los hormigones.

El resultado es valedero cuando se ha realizado un promedio de la serie de cilindros probados, los cuales no deben ser deformados, ni defectuosos.

Cuando el promedio del resultado de los cilindros tomados en un día y probados a 7 días, no llegue al 70 % de la resistencia exigida, se debe ordenar un curado adicional por un lapso máximo de 14 días y se ordenarán pruebas de carga en la estructura de ser el caso.

Si luego de realizadas las pruebas se determina que el hormigón no es de la calidad especificada, se debe reforzar la estructura o reemplazarla total o parcialmente según sea el caso y proceder a realizarse un nuevo diseño para las estructuras siguientes.

6.8.7 Preparación del lugar de colocación.

Antes de iniciar el trabajo se limpiará el lugar a ser ocupado por el hormigón, de toda clase de escombros, barro y materias extrañas.

Las fundaciones de tierra o de naturaleza absorbente deberán ser totalmente compactadas y humedecidas.

Los materiales permeables de la fundación deberán ser cubiertos con revestimiento de polietileno antes de colocarse el hormigón. Las superficies del hormigón fraguado sobre el cual ha de ser colocado el nuevo hormigón, serán limpias y saturadas con agua inmediatamente antes de la colocación del hormigón.

El refuerzo de hierro y estructuras metálicas, deberán ser limpiadas completamente de capas de aceite y otras substancias, antes de colocar el hormigón.

6.8.8 Colocación del hormigón.

El hormigón será colocado en obra con rapidez para que sea blando mientras se trabaja por todas las partes de los encofrados; si se ha fraguado parcialmente o ha sido contaminado por materias extrañas no deberá ser colocado en obra.

No se usará hormigón rehumedecido.

El hormigón será llevado a cabo en una operación continua hasta que el vaciado del tramo se haya completado, asegurando de esta manera de adhesión de las capas sucesivas, cuyo espesor no debe ser mayor de 15 cm. Cuidado especial debe tenerse en no producir segregación de materiales.

La colocación de hormigón para condiciones especiales debe sujetarse a lo siguiente:

6.8.8.1 Colocación de hormigón bajo agua.

Solo en estructuras provisionales y de un volumen menor a 2 m^3 se permitirá colocar el hormigón bajo agua tranquila y que el hormigón contenga veinte y cinco (25) por ciento más cemento que la dosificación especificada.
No se permitirá vaciar hormigón bajo agua que tenga una temperatura inferior a 5°C.

6.8.8.2 Colocación de hormigón en tiempo frío.

Cuando la temperatura media esté por debajo de 5°C se procederá de la siguiente manera:

- Añadir un aditivo acelerante de reconocida calidad y aprobado por la Supervisión.

- La temperatura del hormigón fresco mientras es mezclado no será menor de 15°C.

- La temperatura del hormigón colocado será mantenida a un mínimo de 10°C durante las primeras 72 (setenta y dos) horas después de vaciado durante los siguientes 4 (cuatro) días la temperatura de hormigón no deberá ser menor de 5°C.

6.8.8.3 Vaciado del hormigón en tiempo cálido

La temperatura de los agregados agua y cemento será mantenida al más bajo nivel práctico. La temperatura del cemento en la hormigonera no excederá de 50°C y se debe tener cuidado para evitar la formación de bolas de cemento.

La subrasante y los encofrados serán totalmente humedecidos antes de colocar el hormigón.

La temperatura del hormigón no deberá bajo ninguna circunstancia exceder de 32°C , debido a condiciones excepcionales, la temperatura será mantenida a un máximo de 27°C.

6.8.9 Curado del hormigón

El objeto del curado es impedir o reintegrar la pérdida de humedad necesaria durante la etapa inicial, relativamente breve, de hidratación.

Se dispondrá de los medios necesarios para mantener las superficies expuestas de hormigón en estado húmedo después de la colocación del hormigón; el tiempo de curado será de un período de por lo menos 14 días cuando se emplea cemento normal tipo Portland (tipo I), modificado (tipo II) o resistente a los sulfatos (tipo V) y por lo menos 21 días cuando se emplea cemento frío (tipo VI).

El hormigón será protegido de los efectos dañinos del sol, viento, agua y golpes mecánicos. El curado deberá ser continuo. Tan pronto el hormigón comience a endurecer se colocará sobre el hormigón, arena húmeda, sacos mojados, riegos frecuentes y en el caso de losas y pavimentos, inundación permanente-

Se podrá emplear compuestos de sellado para el curado siempre que estos compuestos sean probadamente eficaces y se aplicará después de un día de curado húmedo.

6.9 Proceso del hincado de pilotes.

6.9.1 Transporte y manipuleo de los pilotes hacia el frente de obra del Puente Norcay.

Desde el sitio de prefabricación los pilotes serán manipulados con grúas de suficiente capacidad para evitar daños y la introducción de esfuerzos indeseables en los pilotes. Para ello, se sujetara al pilote desde dos ganchos de izaje dispuestos para el efecto.
El transporte se hará sobre el camión de plataforma acondicionada especialmente para que los pilotes vayan apoyados convenientemente, de tal

manera que la parte que sobresalga de la plataforma, en voladizo, sea tal que no se exceda lo que su capacidad estructural resista sin daño alguno, incluyendo un factor de impacto por cargas dinámicas de 1.5

6.9.2 Procedimiento de hinca.

Recibidos los pilotes en sitio, estos serán acopiados apoyados de manera adecuada sobre durmientes de madera, a fin de que no se introduzcan esfuerzos indeseables en ellos.
Ahí acopiados se les removerá los ganchos de izaje utilizando oxicorte o discos de corte, también se procederá a marcar con pintura, a lo largo del pilote, la regla de control de profundidad de hinca.

Para llevar el registro del número de golpes de cada pilote se llevara una hoja con formato, a fin de poder controlar la hinca y guardar la información necesaria para establecer la capacidad portante del pilote.

Para esta hinca, una de las grúas izará el pilote para servírselo a la otra que tiene el martillo; una vez colocado el martillo sobre el pilote se lo accionará para realizar la hinca.

El primer pilote a hincar será tratado en forma distinta por ser de prueba y será monitoreado de la manera más detenida a fin de poder establecer el criterio de rechazo y el procedimiento exacto que se seguirá en adelante con los demás pilotes. (Ver Anexo B-8)

REGISTRO DE NÚMERO DE GOLPES "PILOTE DE PRUEBA"							
FECHA		30-jul-13			PILOTE		
OBRA		Puente norcay			SECCIÓN (m)		0.45 X 0.45
UBICACIÓN		Estribo derecho			LONGITUD (m)		13
		7m - 8m		**8m - 9m**		**9m - 10m**	
m	# golpes	m	# golpes	m	# golpes	m	# golpes
0--1		7.1	*6*	8.1	17	9.1	8
1--2		7.2	*7*	8.2	17	9.2	6
2--3		7.3	*8*	8.3	15	9.3	6
3--4		7.4	*12*	8.4	13	9.4	6
4--5		7.5	*16*	8.5	12	9.5	6
5--6		7.6	*16*	8.6	12	9.6	6
6--7	16	7.7	*16*	8.7	12	9.7	6
		7.8	*17*	8.8	10	9.8	6
		7.9	*17*	8.9	8	9.9	6
		8.0	*17*	9.0	8	10.0	7
		10m - 11m		**11m - 12m**		**12m - 13m**	
		m	# golpes	m	# golpes	m	# golpes
		10.1	7	11.1	9	12.1	
		10.2	7	11.2	12	12.2	
		10.3	7	11.3	13	12.3	
		10.4	7	11.4	14	12.4	
		10.5	8	11.5	15	12.5	
		10.6	9	11.6	16	12.6	
		10.7	9	11.7	16	12.7	
		10.8	9	11.8	16	12.8	
		10.9	8	11.9	16	12.9	
		11.0	9	12.0	16	13.0	

OBSERVACION:
En el diseño la longitud de pilote es de 7 m, pero al momento de realizar la prueba no contaban con pilotes de 7 m. de longitud, entonces se dispuso en utilizar pilote de 13 m. de longitud.

A partir de 12 metros se produjo el rechazo y la cabeza del pilote empezo a disgregarse.

Tabla 6.2 Número de golpes del pilote de prueba del estribo derecho del Puente Norcay

Como se puede en la tabla 6.2 a partir de 11.6 metros el número de golpes se mantiene constante y empezó a producirse rechazo desde los 12 metros en adelante.
Para poder determinar la capacidad portante del pilote, es necesario determinar el número de golpes por pulgada desde donde se produjo el rechazo y la energía del martillo en (pie- libras)

PILECO, INC.
P.O.Box 16099 Houston, TX 77222
Tel: 713-691-3000 800-474-5326
Fax: 713-691-0089 e-mail: pileco@pileco.com
Web: www.pileco.com

PILECO Diesel Hammer D46
Pile Hammer Bearing Chart

This chart is based on the Engineering News Record (ENR) formula for pile bearing capacity and is provided as a convenience only.

Pile bearing (Tons) = **2E/(S + 0.1)/2000** , where **E** = Hammer energy (given by the Saximeter formula)
S = Pile set (inch per blow)

Blow per Minute	Ram Stroke (ft)	Hammer Energy (lb.ft)	Pile Set (Blows per inch)											
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
35	11.52	116,857	106	195	270	334	390	438	481	519	554	584	612	637
36	10.88	110,289	100	184	255	315	368	414	454	490	522	551	578	602
37	10.28	104,245	95	174	241	298	347	391	429	463	494	521	546	569
38	9.73	98,673	90	164	228	282	329	370	406	439	467	493	517	538
39	9.22	93,524	85	156	216	267	312	351	385	416	443	468	490	510
40	8.75	88,756	81	148	205	254	296	333	365	394	420	444	465	484
41	8.32	84,332	77	141	195	241	281	316	347	375	399	422	442	460
42	7.91	80,221	73	134	185	229	267	301	330	357	380	401	420	438
43	7.53	76,394	69	127	176	218	255	286	315	340	362	382	400	417
44	7.18	72,824	66	121	168	208	243	273	300	324	345	364	381	397
45	6.85	69,489	63	116	160	199	232	261	286	309	329	347	364	379
46	6.54	66,370	60	111	153	190	221	249	273	295	314	332	348	362
47	6.26	63,448	58	106	146	181	211	238	261	282	301	317	332	346
48	5.99	60,706	55	101	140	173	202	228	250	270	288	304	318	331
49	5.73	58,131	53	97	134	166	194	218	239	258	275	291	304	317
50	5.49	55,708	51	93	129	159	186	209	229	248	264	279	292	304
51	5.27	53,427	49	89	123	153	178	200	220	237	253	267	280	291
52	5.06	51,276	47	85	118	147	171	192	211	228	243	256	269	280

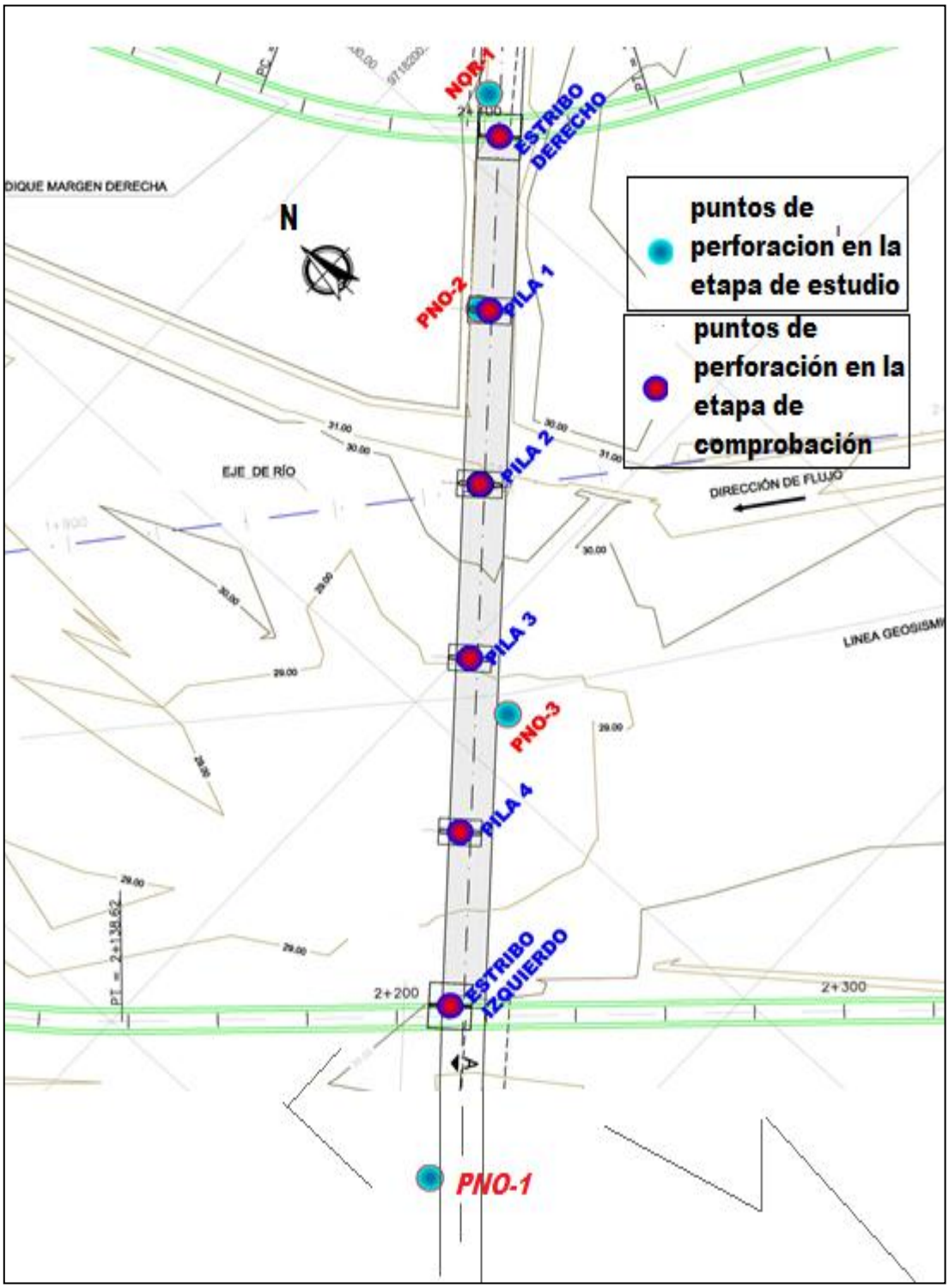
Tabla 6.3 Capacidad portante del pilote.

D46-32 Diesel Hammer		
Blows Per Minute		
Minimum	37	
Maximum	52	
Energy Per Blow	**Metric**	**Standard**
Minimum	1,725 kNm	54,320 ft. lbs.
Maximum	2,665 kNm	107,280 ft. lbs.
Consumption		
Diesel Fuel	16 l/hr.	4.23 gal./hr.
Lubrication Oil	1.5 l/hr.	.39 gal./hr.
Capacity		
Diesel Fuel	89 l	23.5 gal.
Lubrication Oil	17 l	4.5 gal.
Weight		
Approx. Piston Weight	4,600 kg	10,145 lbs.
Hammer	8,888 kg	19,580 lbs.
Hammer Standard Operating	10,025 kg	22,100 lbs.

Tabla 6.4 Características del martillo

Datos:
De la tabla 6.4: la energía de martillo es: 110289 lb/pie.
De la tabla 6.2: el número de golpes por pulgada es: 16 golpes por cada 10 cm por lo tanto 1 pulgada tiene 2.54 cm, entonces es 4 golpes por pulgadas.
Según la tabla 6.3 la capacidad portante del pilote es de 315 Ton, y con un factor de seguridad de 3 la capacidad de pilote es de 315/2= 157.5 Ton.

ANEXO A



Ubicación de las perforaciones en la planta

ANEXO B

B-1 Replanteo y nivelación (ubicación del proyecto)

B-2 Desbroce, desbosque y limpieza

B-3 Retiro y acopio de capa vegetal.

B-4 Excavación a máquina en tierra, en seco para estructuras.

B-5 Colocado y armado de acero de refuerzo.

B-6 Colado de hormigón mediante el sistema de bombeo

B-7 Fabricación de pilotes (Transportando el hormigón en Mixer)

B-8 Hinca de pilotes en el estribo derecho del Puente Norcay.

ANEXO C

DESEÑO DE LA CIMENTACION DEL ESTRIBOS DEL PUENTE NORCAY

DESCRIPCION DEL CALCULO

Condiciones de carga según las normas AASHTO:

$$Resistencia\ 1 = (1.25 - 0.9)DC + 1.75LL + EV + 1.5ES + (1.5 - 1.35)\mathrm{EH}$$

$$\mathrm{E}xtremo1 = (1.25 - 0.9)DC + 0.5LL + EV + 1.5ES + 1.35\mathrm{EH} + \mathrm{EQ}$$

$$\mathrm{Servicio}\ 1 = DC\ +\ LL\ +\ EV\ +\ ES\ +\ EH$$

En donde:

DC Peso propio (en nuestro caso incluye sus rodamiento e instalaciones)
LL Sobrecarga de vehículos
EV Peso del relleno
ES Sobrecarga de suelo
EH Empuje de tierra horizontal
EQ Sismo

NOTA:
1.- Tenemos que tomar en cuenta que el equilibrio externo se realizará mediante la Presion admisible del suelo (Método Elastico).

2.- En este caso el evento **Resistencia 1** tiene el mismo valor que el evento **Servicio 1**.

3.- Los coeficientes para cada evento, indicados en la parte superior, se aplicarán para el

Su analisis se basa en la condicion mas desfavorable y es aquella cuando se produce la socavación máxima, para el calculo de las respectivas presiones laterales tenemos que tener en cuenta el nivel freatico, tanto al lado interno como a lado externo del estribo.

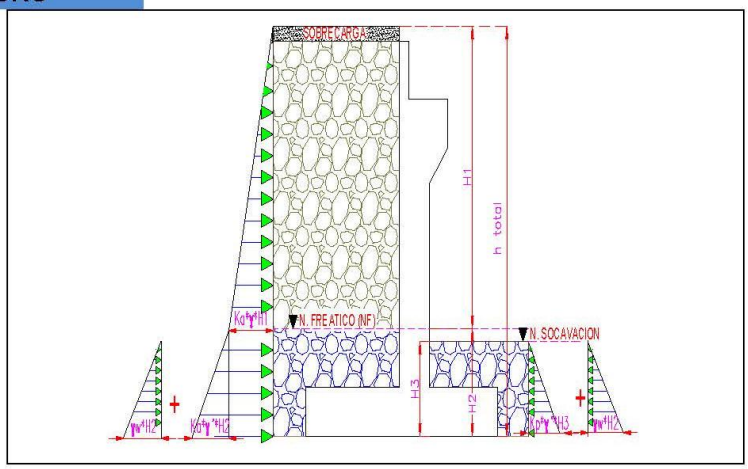
ESTRIBO PUENTE NORCAY

EMPUJE DE TIERRA ACTIVO POR RANKINE CASO SIN SISMO

MOMENTO EN LA BASE DEL MURO

H estribo	13.85	m
Sobrecarga	0.6	m
h total	14.45	m
ø	30	°
ɣ.....	1900	kg/m3
ɣsat.....	2000	kg/m3
ɣw.....	1000	kg/m3
H. (NF)	5.1	m

DONDE:
Ø= angulo de fricción interna del Suelo
ɣ= Peso específico del suelo en kg/m3
ɣsat = peso específico saturado kg/m3
ɣw= Peso específico del agua kg/m3
H. (NF)= altura del nivel freatico m



CALCULOS

H1	9.350	m
H2	5.1	m
H3	1.5	m

$$ka = \frac{1 - sen(ø)}{1 + sen(ø)}$$

K..... 0.333

$$Pa = 0.5 * Ka * \gamma * H^2$$
(cuando el diagrama de esfuerzos es un triángulo)

$$Pa = Ka * \gamma * H^2$$
(cuando el diagrama de esfuerzos es un rectángulo)

$$Pw = 0.5 * \gamma w * H_{NF}{}^2$$

PRESION ACTIVA EN LA ALTURA H1

P= Presion a la profundidad H1.....	**5921.66667**	kg/m2
Empuje (Pa).....	**27683.7917**	kg /m(de muro)
Altura del empuje	**8.21666667**	m
Momento.....	**227468.488**	kg.m /m(de muro)

PRESION ACTIVA EN LA ALTURA H2 LADO INTERNO

$$peso\ específico\ sumergido = \gamma' = \gamma sat - \gamma w$$

ɣ´	1000	kg/m3
P= Presion a la prof. H2 del triángulo	**1700.00**	kg/m2
P= Presion a la prof. H2 del rectángulo	**5921.67**	kg/m2
Empuje (Pa) del triángulo.....	**4335.00**	kg /m(de muro)
Empuje (Pa) del retángulo.....	**30200.50**	kg /m(de muro)
Altura del empuje del triángulo	**1.70**	m
Altura del empuje del retángulo	2.55	m
Momento.....	**84380.78**	kg.m /m(de muro)

PRESION DE AGUA EN LA ALTURA H2 LADO INTERNO

H. (NF)	5.1	
ɣw.....	1000	kg/m3
P= Presion a la profundidad H.....	5100	kg/m2
Empuje (Pw).....	13005	kg /m(de muro)
Altura del empuje	1.7	m
Momento.....	22108.5	kg.m /m(de muro)

NOTA: Las resultantes de los diagramas de esfuerzos actuan en las siguientes posiciones. Si el diagrama es un triángulo la resultante se encuentra a una distacia igual a un tercio de su altura, medido desde su base. Si el diagrama es un rectángulo su resultante se encuentra en la mitad de su altura.

RESULTADOS DE LAS PRESIONES ACTIVAS "LADO INTERNO"

Empuje Total.....	**75224**	kg /m(de muro)
Momento Total.....	**333958**	kg.m /m(de muro)

MOMENTO EN LA BASE DE LA PANTALLA

Hz	0.60	m
H pantalla	13.25	m
Sobrecarga	0.6	m
h total	13.85	m
ø	30	°
ɣ.....	1900	kg/m3
ɣsat.....	2000	kg/m3
ɣw.....	1000	kg/m3
H. (NF)	5.1	m

DONDE:

Ø= angulo de fricción interna del Suelo

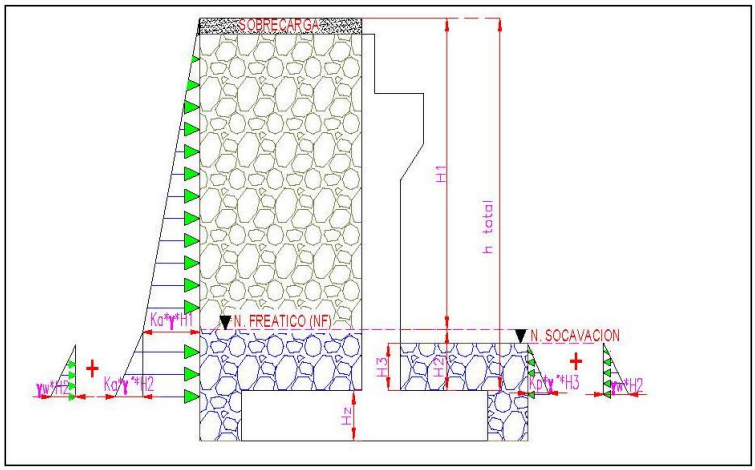
ɣ= Peso específico del suelo en kg/m3

ɣsat = peso específico saturado kg/m3

ɣw= Peso específico del agua kg/m3

H. (NF)= altura del nivel freatico m

Hz= espesor de la zapata



CALCULOS

H1	9.350	m
H2	4.50	m
H3	0.90	m

$$ka = \frac{1 - sen(\emptyset)}{1 + sen(\emptyset)}$$

K..... 0.333

$$Pa = 0.5 * Ka * \gamma * H^2$$

(cuando el diagrama de esfuerzos es un triángulo)

$$Pa = Ka * \gamma * H^2$$

(cuando el diagrama de esfuerzos es un rectángulo)

$$Pw = 0.5 * \gamma w * {H_{NF}}^2$$

PRESION ACTIVA EN LA ALTURA H1

P= Presion a la profundidad H1.....	**5921.66667**	kg/m2
Empuje (Pa).....	**27683.7917**	kg /m(de muro)
Altura del empuje	**4.50**	m
Momento.....	**124577.063**	kg.m /m(de muro)

PRESION ACTIVA EN LA ALTURA H2 LADO INTERNO

$$peso\ específico\ sumergido = \gamma' = \gamma sat - \gamma w$$

ɣ´ 1000 kg/m3

P= Presion a la prof. H2 del triángulo	**1500**	kg/m2
P= Presion a la prof. H2 del rectángulo	**5921.66667**	kg/m2
Empuje (Pa) del triángulo.....	**3375**	kg /m(de muro)
Empuje (Pa) del retángulo.....	**26647.5**	kg /m(de muro)
Altura del empuje del triángulo	**1.5**	m
Altura del empuje del retángulo	2.25	m
Momento.....	**65019.375**	kg.m /m(de muro)

PRESION DE AGUA EN LA ALTURA H2 LADO INTERNO

H. (NF)	5.1	
ɣw.....	1000	kg/m3
P= Presion a la profundidad H.....	4500	kg/m2
Empuje (Pw).....	10125	kg /m(de muro)
Altura del empuje	1.5	m
Momento.....	15187.5	kg.m /m(de muro)

NOTA: Las resultantes de los diagramas de esfuerzos actuan en las siguientes posiciones. Si el diagrama es un triángulo la resultante se encuentra a una distacia igual a un tercio de su altura, medido desde su base. Si el diagrama es un rectángulo su resultante se encuentra en la mitad de su altura.

RESULTADOS DE LAS PRESIONES ACTIVAS "LADO INTERNO"

Empuje Total.....	**67831**	kg /m(de muro)
Momento Total.....	**204784**	kg.m /m(de muro)

EMPUJE DE TIERRA CASO SIN SISMO (GRUPO 1)			
MOMENTO EN LA BASE DEL MURO (SIN SOBRECARGA)			
Htotal……	13.85	m	
K……	0.33	(valor indicado por los estudios corresponde a 30 grados)	
δ.....	1900	kg/m3	
P= Presion a la profundidad H……	**8683.95**	kg/m2	**teoria de rankine**
Empuje……	**60136.3538**	kg /m(de muro)	
Altura del empuje	**4.61666667**	m	
Momento……	**277629.5**	kg.m /m(de muro)	
Empuje Total……	**73141**	kg /m(de muro)	
Momento Total……	**299738**	kg.m /m(de muro)	

ESTRIBOS PUENTE NORCAY

ACELERACION INERCIAL POR PESO PROPIO

PARA AÑADIR AL CASO DE EVENTO EXTREMO 1

$$\%\ de\ Fuerza\ horizontal = \frac{(Z * I * C)}{R * \phi p * \phi e}$$

$$V = \%\ de\ fuerza\ horizontal\ * W$$

Z.....factor de zona...	0.3
I.....Factor de importancia...	1.5
w...Peso de la pantalla	
C....Factor de geología y suelo	
V..... fuerza Horizontal	

CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION

CALCULO DEL FACTOR DE GEOLOGIA Y SUELO

$$C = \frac{1.25 * S^S}{T}$$

Suelo intermedio AASHTO 3.10.5.2....	S=	1.2
	Cmax=	3
$T = Ct * ht^{\alpha}$		
α...		0.75
Ct....factor de tipo estructural...		0.049
ht.....Altura de la edificación en m.		13.85
T=.....	**0.352**	
C calculado..	**4.422**	
C asumido...	**3.000**	

CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION

CALCULO DEL % DE FUERZA HORIZONTAL

Reduccion respuesta estructural (R)	**10**
Øp....factor de config. Planta NEC.....	**1**
Øp....factor de config. Elevación NEC.....	**1**
% DE FUERZA HORIZONTAL	**19.900**
PORCENTAJE ASUMIDO.....	**20.0**

CALCULO DE PESO DE LA PANTALLA W

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD
Alto libre de la pantalla	12.35	m
Ancho de pantalla	0.65	m
Peso específico	2400	kg/m3
Peso por metro	19266	kg/m de pantalla

RESULTADOS POR m DE LONGITUD DE ESTRIBO

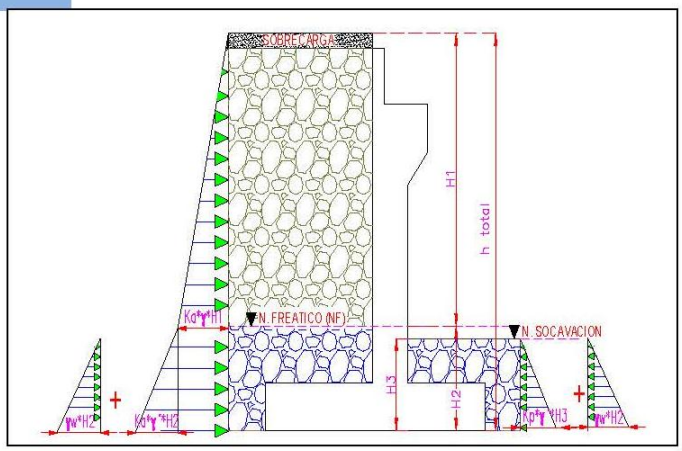
DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD
Fuerza horizontal	**3853**	**kg**
EN LA BASE DEL MURO		
Altura de aplicación	7.925	m
Momento por Inercia	**30537**	**kg.m**
EN LA BASE DE LA PANTALLA		
Altura para pantalla	7.33	m
Momento por Inercia	**28225**	**kg.m**

ESTRIBOS PUENTE NORCAY

EMPUJE DE MUROS COULOMB - MONONOBE OCABE

MOMENTO EN LA BASE DEL MURO

EMPUJE ACTIVO



H estribo	13.85	m
Sobrecarga	0.60	m
h total	14.45	m
γ……	1900.00	kg/m3
γsat……	2000.00	kg/m3
γw……	1000.00	kg/m3
H. (NF)	5.10	m

DONDE:
γ= Peso específico del suelo en kg/m3
γsat = peso específico saturado kg/m3
γw= Peso específico del agua kg/m3
H. (NF)= altura del nivel freatico m
Presion Activa (Pa)

Ka…..Coeficiente de Presión Activa

$$Ka = \frac{cos^2(\phi - \Theta)}{cos^2(\Theta) * cos(\delta + \Theta) * \left[1 + \sqrt{\frac{sen(\delta + \phi) * sen(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \Theta) * \cos(\Theta - \alpha)}}\right]^2}$$

Altura de aplicación para momento=H/3

Ø= angulo de fricción interna del Suelo	30º	0.52r
θ= Angulo que forma la cara interna del muro con la vertical	00º	0.00r
δ= angulo de fricción entre el muro y el suelo (Tablas AASHTO)	22º	0.38r
α= angulo que forma la superficie del suelo con la horizontal	00º	0.00r

CALCULOS

H1	9.35
H2	5.10
H3	1.500
Ka=	**0.296**

$$Pa = 0.5 * Ka * \gamma * H^2$$
(cuando el diagrama de esfuerzos es un triángulo)

PRESION ACTIVA EN LA ALTURA H1

P= Presion a la profundidad H1……..	**5266.27144**	kg/m2
Empuje (Pa)……	**24620**	kg /m(de muro)
Altura del empuje	**8.216666667**	m
Momento……	**202293**	kg.m /m(de muro)

$$Pa = Ka * \gamma * H^2$$
(cuando el diagrama de esfuerzos es un rectángulo)

PRESIÓN ACTIVA EN LA ALTURA H2 LADO INTERNO

$$peso\ específico\ sumergido = \gamma' = \gamma sat - \gamma w$$

γ´	1000.00	kg/m3
P= Presion a la prof. H2 del triángulo	**1511.85**	kg/m2
P= Presion a la prof. H2 del rectángulo	**24619.82**	kg/m2
Empuje (Pa) del triángulo……	**3855.21**	kg /m(de muro)
Empuje (Pa) del retángulo……	**125561.08**	kg /m(de muro)
Altura del empuje del triángulo	**1.70**	m
Altura del empuje del retángulo	2.55	m
Momento……	**326734.61**	kg.m /m(de muro)

$$Pw = 0.5 * {H_{NF}}^2 * \delta_W$$

NOTA: Las resultantes de los diagramas de esfuerzos actuan en las siguientes posiciones. Si el diagrama es un triángulo la resultante se encuentra a una distacia igual a un tercio de su altura, medido desde su base. Si el diagrama es un rectángulo su resultante se encuentra en la mitad de su altura.

PRESIÓN DE AGUA EN LA ALTURA H2 LADO INTERNO

H. (NF)	5.10	m
γw……	1000	kg/m3
P= Presion a la profundidad H……..	5100	kg/m2
Empuje (Pw)……	13005	kg /m(de muro)
Altura del empuje	1.7	m
Momento……	**22108.5**	kg.m /m(de muro)

INCREMENTO DE EMPUJE POR EFECTO SISMICO

Altura de aplicación para momento.... 0,6H

$\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_a$ $\quad P_{AE} = \frac{\gamma * (1 - Kv) * K_{AE} * H^2}{2}$

Kh= Coeficiente de empuje horizontal **0.15** $\quad Kh = \frac{A}{2}$; A es el coeficiente sísmico

A=0,3

Kv= coeficiente de empuje vertical **0.06** $\quad 0.3Kh \leq Kv \leq 0.5Kh$

$\beta = \text{atan}\left(\frac{Kh}{1 - Kv}\right) =$ 0.16r 09.07°

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos(\beta) * \cos^2(\theta) * \cos^2(\delta + \theta + \beta) * \left[1 + \sqrt{\frac{sen(\delta + \phi) * sen(\phi - \alpha - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \beta) * \cos(\alpha - \theta)}}\right]^2}$$

Kae...Coeficiente de presion dinamica

Kae=	**0.417**

valores obtenidos	
cos(Ø-θ-β)^2	0.872
cos(β)	0.988
cos(θ)^2	1.000
cos(δ+θ+β)	0.857
seno(δ+Ø)	0.788
seno(Ø-α-β)	0.357
cos(δ+θ+β)	0.857
coS(α-θ)	1.000

INCREMENTO DE PRESIÓN POR SISMO EN LA ALTURA H1

P= Presion a la profundidad H1.....	**6957.456836**	kg/m2
Empuje (Pae).....	**32526**	kg /m(de muro)
Δ Pae.....	**7906**	kg /m(de muro)

INCREMENTO DE PRESIÓN POR SISMO EN LA ALTURA H2 (LADO INT.)

$peso\ específico\ sumergido = \gamma' = \gamma sat - \gamma w$

γ´ 1000.00 kg/m3

P= Presion a la prof. H2 del triángulo	**1997.356029**	kg/m2
P= Presion a la prof. H2 del rectángulo	**32526**	kg/m2
Empuje (Pae) del triángulo.....	**5093.257875**	kg /m(de muro)
Empuje (Pae) del retángulo.....	**165883.1646**	kg /m(de muro)
Δ Pae(triángulo).....	**1238.044811**	kg /m(de muro)
Δ Pae(rectángulo).....	40322.08779	kg /m(de muro)

NOTA: El incremento de presiones por efectos de sismo toma en cuenta solo las presiones activas de suelo, porlo que en nuestro calculo no se toma en cuenta las presiones de agua, para obtener dicho incremento de esfuerzos.

RESULTADOS DE EMPUJE POR SISMO

Descripcion	valor	unidad
Kae=	0.417	
Pae=	203503	kg
Δ Pae=	49466	kg/m(muro)
Momento=	191286.13	kg.m/m

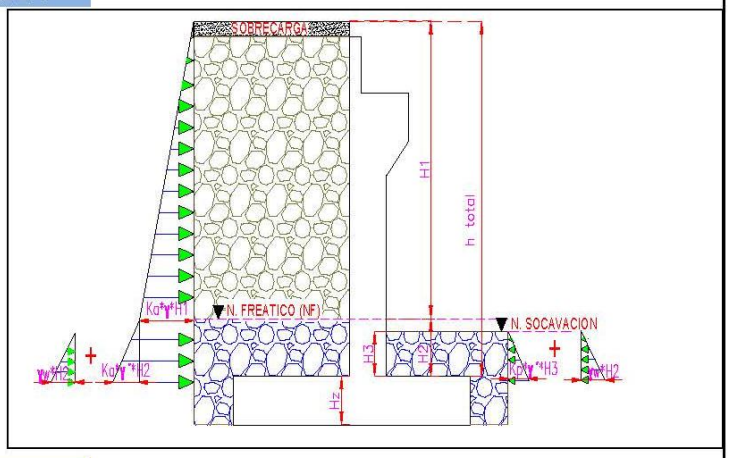
RESULTADOS EN LA BASE DEL MURO

Momento de volcamiento	**742422**	**kg.m**
M.por inercia de pantalla	**30537**	**kg.m**
Momento total	**772959**	**kg.m**
Empuje total	**216508**	**kg**

MOMENTO EN LA BASE DE LA PANTALLA

EMPUJE ACTIVO

Hz	0.60	m
H estribo	13.85	m
Sobrecarga	0.60	m
h total	13.85	m
γ……	1900.00	kg/m3
γsat……	2000.00	kg/m3
γw……	1000.00	kg/m3
H. (NF)	5.10	m



DONDE:
γ= Peso específico del suelo en kg/m3
γsat = peso específico saturado kg/m3
γw= Peso específico del agua kg/m3
H. (NF)= altura del nivel freatico m
Hz= espesor de la zapata m
Presion Activa (Pa)

Ka…..Coeficiente de Presión Activa

$$Ka = \frac{cos^2(\phi - \theta)}{cos^2(\theta) * cos(\delta + \theta) * \left[1 + \sqrt{\frac{sen(\delta + \phi) * sen(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) * \cos(\theta - \alpha)}}\right]^2}$$

Altura de aplicación para momento=H/3

Ø= angulo de fricción interna del Suelo	30º	0.52r
θ= Angulo que forma la cara interna del muro con la vertical	00º	0.00r
δ= angulo de fricción entre el muro y el suelo (Tablas AASHTO)	22º	0.38r
α= angulo que forma la superficie del suelo con la horizontal	00º	0.00r

CALCULOS

H1	8.75
H2	4.50
H3	0.900
Ka=	**0.296**

$$Pa = 0.5 * Ka * \gamma * H^2$$
(cuando el diagrama de esfuerzos es un triángulo)

$$Pa = Ka * \gamma * H^2$$
(cuando el diagrama de esfuerzos es un rectángulo)

$$Pw = 0.5 * {H_{NF}}^2 * \delta_W$$

PRESION ACTIVA EN LA ALTURA H1

P= Presion a la profundidad H1……..	**4928.33**	kg/m2
Empuje (Pa)……	**21561.44**	kg /m(de muro)
Altura del empuje	**7.42**	m
Momento……	**159914.01**	kg.m /m(de muro)

PRESION ACTIVA EN LA ALTURA H2 LADO INTERNO

$$peso\ específico\ sumergido = \gamma' = \gamma sat - \gamma w$$

γ´	1000.00	kg/m3
P= Presion a la prof. H2 del triángulo	**1333.98**	kg/m2
P= Presion a la prof. H2 del rectángulo	**21561.44**	kg/m2
Empuje (Pa) del triángulo……	**3001.46**	kg /m(de muro)
Empuje (Pa) del retángulo……	**97026.47**	kg /m(de muro)
Altura del empuje del triángulo	**1.50**	m
Altura del empuje del retángulo	2.25	m
Momento……	**222811.76**	kg.m /m(de muro)

PRESION DE AGUA EN LA ALTURA H2 LADO INTERNO

H. (NF)	5.10	m
γw.....	1000	kg/m3
P= Presion a la profundidad H……..	4500	kg/m2
Empuje (Pw)……	13005	kg /m(de muro)
Altura del empuje	1.5	m
Momento……	**19507.5**	kg.m /m(de muro)

NOTA: Las resultantes de los diagramas de esfuerzos actuan en las siguientes posiciones. Si el diagrama es un triángulo la resultante se encuentra a una distacia igual a un tercio de su altura, medido desde su base. Si el diagrama es un rectángulo su resultante se encuentra en la mitad de su altura.

INCREMENTO DE EMPUJE POR EFECTO SISMICO

Altura de aplicación para momento…. 0,6H

$\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_a$ $\quad P_{AE} = \frac{\gamma * (1 - Kv) * K_{AE} * H^2}{2}$

Kh= Coeficiente de empuje horizontal **0.15** $Kh = \frac{A}{2}$; A es el coeficiente sísmico

A=0,3

Kv= coeficiente de empuje vertical **0.06** $0.3Kh \leq Kv \leq 0.5Kh$

$\boldsymbol{\beta} = \text{atan}\left(\frac{Kh}{1 - Kv}\right) =$ 0.16r 09.07º

$$K_{ae} = \frac{cos^2(\phi - \theta - \boldsymbol{\beta})}{\cos(\boldsymbol{\beta}) * cos^2(\theta) * cos^2(\delta + \theta + \boldsymbol{\beta}) * \left[1 + \sqrt{\frac{sen(\delta + \phi) * sen(\phi - \alpha - \boldsymbol{\beta})}{\cos(\delta + \theta + \boldsymbol{\beta}) * \cos(\alpha - \theta)}}\right]^2}$$

Kae...Coeficiente de presion dinamica

Kae=	**0.417**

valores obtenidos	
cos(Ø-θ-β)^2	0.872
cos(β)	0.988
cos(θ)^2	1.000
cos(δ+θ+β)	0.857
seno(δ+Ø)	0.788
seno(Ø-α-β)	0.357
cos(δ+θ+β)	0.857
coS(α-θ)	1.000

INCREMENTO DE PRESIÓN POR SISMO EN LA ALTURA H1

P= Presion a la profundidad H1…….	**6510.989017**	kg/m2
Empuje (Pae)……	**28486**	kg /m(de muro)
Δ Pae…..	**6924**	kg /m(de muro)

INCREMENTO DE PRESIÓN POR SISMO EN LA ALTURA H2 (LADO INT.)

$peso\ específico\ sumergido = \gamma' = \gamma sat - \gamma w$

γ´	1000.00	kg/m3
P= Presion a la prof. H2 del triángulo	**1762.372967**	kg/m2
P= Presion a la prof. H2 del rectángulo	**28486**	kg/m2
Empuje (Pae) del triángulo……	**3965.339176**	kg /m(de muro)
Empuje (Pae) del retángulo……	**128185.0963**	kg /m(de muro)
Δ Pae(triángulo)…..	**963.875718**	kg /m(de muro)
Δ Pae(rectángulo)…..	31158.6213	kg /m(de muro)

NOTA: El incremento de presiones por efectos de sismo toma en cuenta solo las presiones activas de suelo, porlo que en nuestro calculo no se toma en cuenta las presiones de agua, para obtener dicho incremento de esfuerzos.

RESULTADOS DE EMPUJE POR SISMO		
Descripcion	**valor**	**unidad**
Kae=	0.417	
Pae=	**160636**	**kg**
Δ Pae=	**39047**	**kg/m(muro)**
Momento=	**324478**	kg.m/m

RESULTADOS EN LA BASE DE LA PANTALLA		
Momento de volcamiento	**726710.81**	**kg.m**
M.por inercia de pantalla	**28224.69**	**kg.m**
Momento total	**754935.50**	**kg.m**
Empuje total	**173641.01**	**kg**

ESTRIBOS PUENTE NORCAY

ESTRIBO ENTRADA- EMPUJE EXTERIOR

EMPUJE DEL SUELO SOBRE CARAS HORIZONTALES

ECUACION DE RANKINE

PRESION ACTIVA A LA PROFUNDIDAD H.

$$P = Ka * \gamma * H$$

PRESION PASIVA A LA PROFUNDIDAD H.

$$P = \frac{\gamma * H}{Ka} \qquad ka = \frac{1 - sen(ø)}{1 + sen(ø)}$$

PARA AMBAS FORMULAS ACTIVA Y PASIVA

Profundidad de suelo H	1.50m	Datos	Uniadad
γ= Peso específico del Suelo		1,900	kg/m3
δW...Peso específico del agua		1,000	kg/m3

$$peso\ específico\ sumergido = \gamma' = \gamma sat - \gamma w$$

γ´.... Peso espeífico sumergido		900	kg/m3
ф= Angulo de friccion del terreno		30	grados
H= Prof. de suelo seco(parcial)		-	m
Hs= Prof. del suelo saturado (parcial)		1.50	m
Htot= H+Hs……		1.50	m
S= Sobrecarga		-	kg/m2
K (calculado)=	0.33		

PRESION DE SUELO SATURADO		
P= Presion a la profundidad Hs……	4,050	kg/m2
Empuje Pp……	3037.5	kg /m(de muro)
Altura del empuje……	0.50	m
Momento……	1,518.75	kg.m /m(de muro)

PRESION DE AGUA		
H. (NF)	5.10 m	
δW.....	1000 kg/m3	
P= Presion a la profundidad H……	5100	kg/m2
Empuje de agua……	13005	kg /m(de muro)
Altura del empuje……	1.7	m
Momento……	22108.5	kg.m /m(de muro)

RESULTADOS DEL EMPUJE PASIVO		
DESCRIPCIÓN	**CANTIDAD**	**UNIDAD**
Ppas=	9,150	kg/m2
E pas=	**16,043**	**kg**
Mvol=	**23,627.3**	**kg.m (desde fondo)**

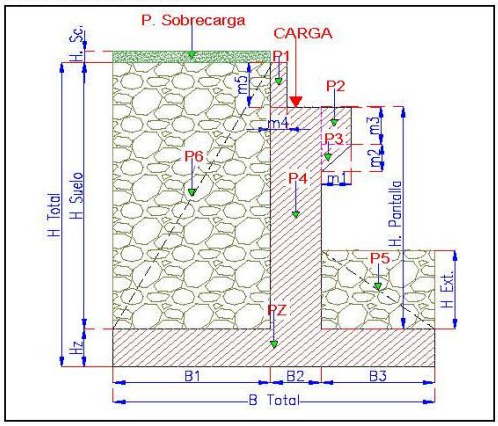
ESTRIBOS PUENTE NORCAY

EQUILIBRIO DEL ESTRIBO DE ENTRADA

ESTRIBO DEL PUENTE **Altura** **14.10 m**

RESTAR 0.25 POR LOSA DE APROXIMACIÓN

DATOS DEL MURO		
H.Suelo	13.25	m
Hz	0.60	m
H Total	13.85	m
H Ext	0.90	m
B1	4.95	m
B2	0.65	m
B3	4.85	m
m1	0.15	m
m2	0.20	m
m3	0.40	m
m4	0.20	m
m5	2.10	m
Btotal	10.45	m
Bmin	#¡REF!	m



DENSIDADES y CARGA		
D.muro	2400	kg/m3
D.tierra	1976.5	kg/m3
D.tierra ext.	2104.1	kg/m3
sobrec.	1185.9	kg/m2

REACCION DEL PUENTE/m		
Dist.entre vigas		1.96
REACC	TOT	Kg/m
R..CM	64623	32971
R...CV	40893	20864
REAC.PUENTE		Desde el
Apoyo m	0.325	interior

TRANSFORMACION DEL PESO DE MATERIAL TODO COMO SUELO

CONTRAFUERTE POSTERIOR

	ALTO	BASE	ANCHO	VOLUMEN	PESO
CONTRAFU	13.25	4.95	0.6	19.67625	47223
SUELO	13.25	4.95	1.96	108.87525	206862.975
			PESO TOTAL		254085.975
			VOLUMEN TOTAL		128.5515
			DENSIDAD CONVERTIDA		1976.5 kg/m3

CONTRAFUERTE DELANTERO

	ALTO	BASE	ANCHO	VOLUMEN	
CONTRAFU	2.4	4.85	0.6	3.492	8380.8
SUELO	0.90	4.85	1.96	5.0634	9620.46
			PESO TOTAL		18001.26
			VOLUMEN TOTAL		8.5554
			DENSIDAD CONVERTIDA		2104.1 kg/m3

CALC.DE CARGAS Y MOM.HORARIOS
REFERIDOS AL CENTRO DE LA BASE

CARGA	PESO	X	M.Horario
Crg.Muerta	32970.92	0.05	1649
Crg.Viva	20863.78	0.05	1043
Sobrecarga	9783.83	-2.75	-26906
P1	0.42	-0.18	-0.0735
P2	0.06	0.45	0.0270
P3	0.02	0.43	0.0064
P4	18402.00	0.05	920
P5	9184.32	2.80	25716
P6	129635.70	-2.75	-356498
P.Z	15048.00	0.00	0
Momento de empuje interior y sismo			**772959**
Momento de tierra ext.			-23627.3
Suman	**235889.**	**kg**	**395256**

VERIFICACION DEL VOLTEO
REFERIDOS AL EXTREMO EXTERIOR

MOMENTO DE TIERRA INTERIOR			**772958.6894**
MOMENTO EQUILBRANTE			
CARGA	**PESO**	**X**	**Mto.Horario**
Crg.Muerta	32971	5.18	170625
Crg.Viva	20864	5.18	107970
Sobrecarga	9783.8	7.98	78026
P1	0.420	5.40	2.27
P2	0.06	4.78	0.29
P3	0.0150	4.80	0.0720
P4	18402.0	5.18	95230
P5	9184	2.43	22272
P6	129635.70	7.98	1033845
P.Z	15048	5.23	78626
Momento de tierra ext.			**23627.25**
Suman	**235889.**	**kg**	**1610223**
MOM.EQUILB/M.VOLTE	**2.08**	**CUMPLE**	

COMPROBACION AL DESLIZAMIENTO

angulo ϕw = 0.8ϕ	24	
angulo ϕf	26	
Va	57434.2742	
Coefic de rozamiento=	0.49	
fza rozamiento=	143063.3	kg
Empuje exterior(pasivo).....	16042.5	kg
Fza estabilizadora	159105.8	kg
Empuje interior Rankine =	75224.3	kg
Fza desestabilizadora	75224.3	kg
Fza estab./Fza desestab. =	**2.12**	**CUMPLE**
	Factor seg. desliz > 1.4	

EQUILIBRIO EN EL CENTRO DEL ESTRIBO TOTAL

CALCULO DEL PESO

ELEMENTO	LARGO	ANCHO	ALTO	P.UNITARIO	TOTAL
Mensula	0.25	9.6	2.23	2400	12845.
Pantalla	0.65	9.60	11.27	2400	168780.
Zapata	10.45	9.60	0.6	2400	144461.
Tiera interior	4.95	9.60	13.25	1976.5	1244503.
Tierra exterior	4.85	9.60	0.90	2104.1	88169.
Crg. Muerta	64623	5.00	1	1	323115.
Crg. Vivas	40893	5.00	1	1	204465.
				Suman..kg	**2186337.**

CALCULO DEL MOMENTO

ELEMENTO	VALOR	EJES	NUMERO	TOTAL
MOMENTO	395256	1.96	5	**3873505.**

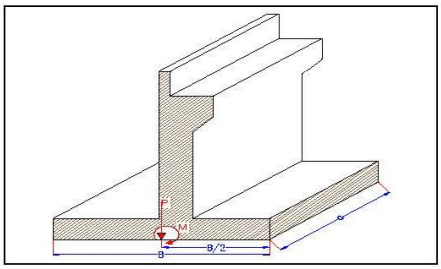
FATIGA DEL SUELO

Ancho base	9.60	m		
Largo de base	10.45	m		
AREA	100.32	m2		
W.RESIST.	174.72	m3		
P/A	21793.63	Kg/m2		
M/W	22169.28	Kg/m2		
F.max	**43962.91**	**Kg/m2**	4.40	**Kg/cm2**
F.min	**-375.65**	**Kg/m2**	-0.04	**Kg/cm2**

ver cuaderno de tola
PRESION ADMISIBLE
DEL SUELO

RESULTADOS / m.		
AREA	104500	cm2
W resist	18200417	cm3
P/A	2.257	kg/cm2
M/W	2.172	kg/cm2
Fmax	**4.43**	kg/cm2
Fmin	**0.09**	kg/cm2

$$W = \frac{a * B^2}{6} \qquad Fmax \text{ ó } Fmin = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{W}$$



COMBINACION DE CARGAS

1 **CARGA MUERTA + EMPUJE DE TIERRA**
2 **CARGA MUERTA + EMPUJE DE TIERRA +CARGA VIVA**
3 **CARGA MUERTA + EMPUJE DE TIERRA + SISMO**
4 **CARGA MUERTA + EMPUJE DE TIERRA + CARGA VIVA + SISMO**

1 CARGA MUERTA + EMPUJE DE TIERRA

EQUILIBRIO DEL ESTRIBO TOTAL

CALCULO DEL PESO

ELEMENTO	LARGO	ANCHO	ALTO	P.UNITARIO	TOTAL
Mensula	0.25	9.6	2.23	2400	12844.82
Pantalla	0.65	9.6	11.27	2400	168779.52
Zapata	10.45	9.6	0.60	2400	144460.80
Tierra interior	4.95	9.6	13.25	1976.5306	1244502.73
Tierra exterior	4.85	9.6	0.90	2104.0816	88169.44
Crg. Muerta	64623	5	1.00	1	323115.00
Crg. Vivas	……..	……..	……..	……..	……..
				Suma…kg…	**1981872.**

FATIGA EN EL SUELO		
Carga (P)	1981872.310	kg
Momento (M)	-500185.899	kg.m
Ancho base	9.600	m
Largo de base	10.450	m
AREA (A)	100.320	m2
W.RESIST. (W	174.724	m3
P/A	19755.505	Kg/m2
M/W	-2862.720	Kg/m2
F.min	1.689	**Kg/cm2**
F.max	2.262	**Kg/cm2**

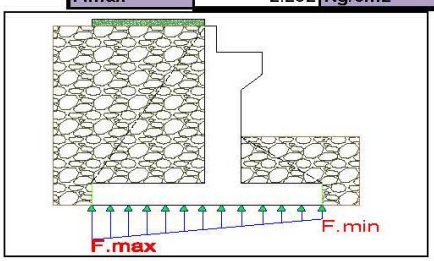
CALCULO DEL MOMENTO (SIN SOBRECARGA)

Para este calculo restamos la presion Pasiva a la Activa (Pa-Pp)

Momento /m…… -52103 kg.m (por metro de muro)

Ancho de la pantalla…… 9.6 m

Momento por E.Tierra en el estribo…… -500185.9 kg.m



2 CARGA MUERTA + EMPUJE DE TIERRA + CARGA VIVA

EQUILIBRIO DEL ESTRIBO TOTAL

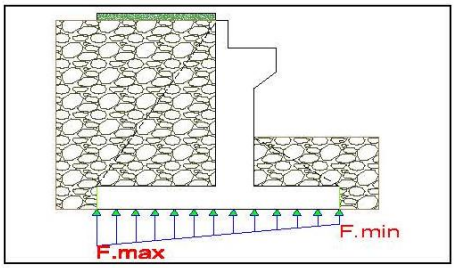
CALCULO DEL PESO

ELEMENTO	LARGO	ANCHO	ALTO	P.UNITARIO	TOTAL
Mensula	0.25	9.6	2.23	2400	12844.82
Pantalla	0.65	9.6	11.27	2400	168779.52
Zapata	10.45	9.6	0.60	2400	144460.80
Tierra interior	4.95	9.6	13.25	1976.5306	1244502.73
Tierra exterior	4.85	9.6	0.90	2104.0816	88169.44
Crg. Muerta	64623	5	1.00	1	323115.00
Crg. Vivas	40893	5	1.00	1	204465.00
				Suma...kg...	**2186337.**

CALCULO DEL MOMENTO (CON SOBRECARGA)

Momento /m..... -43745 kg.m (por metro de muro)
Ancho de la pantalla..... 9.6 m
Momento por E.Tierra en el estribo..... -419954.6 kg.m

FATIGA EN EL SUELO		
Carga (P)	2186337.310	kg
Momento	-419954.578	kg.m
Ancho base	9.600	m
Largo de base	10.450	m
AREA (A)	100.320	m2
W.RESIST.	174.724	m3
P/A	21793.633	Kg/m2
M/W	-2403.531	Kg/m2
F.min	1.939	Kg/cm2
F.max	2.420	Kg/cm2



3 CARGA MUERTA + EMPUJE DE TIERRA + SISMO

EQUILIBRIO DEL ESTRIBO TOTAL

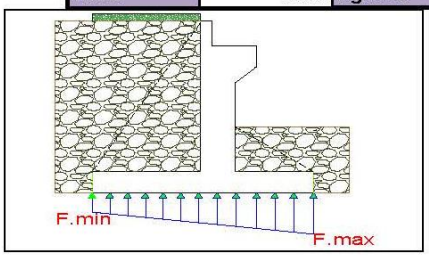
CALCULO DEL PESO

ELEMENTO	LARGO	ANCHO	ALTO	P.UNITARIO	TOTAL
Mensula	0.25	9.6	2.23	2400	12844.82
Pantalla	0.65	9.6	11.27	2400	168779.52
Zapata	10.45	9.6	0.60	2400	144460.80
Tierra interior	4.95	9.6	13.25	1976.5306	1244502.73
Tierra exterior	4.85	9.6	0.90	2104.0816	88169.44
Crg. Muerta	64623	5	1.00	1	323115.00
Crg. Vivas	....	....	.....	....	.....
				Suma...kg..	1981872.31

CALCULO DEL MOMENTO (CON SISMO)

Momento por metro 421118 Kg.m
Ancho de pantalla 9.6 m
Momento por sismo tot. 4042732.72 Kg.m

FATIGA EN EL SUELO		
Carga	1981872.310	kg
Momento	4042732.721	kg.m
Ancho base	9.600	m
Largo de base	10.450	m
AREA	100.320	m2
W.RESIST.	174.724	m3
P/A	19755.505	Kg/m2
M/W	23137.821	Kg/m2
F.max	4.289	**Kg/cm2**
F.min	0.338	**Kg/cm2**



4 CARGA MUERTA + EMPUJE DE TIERRA + CARGA VIVA + SISMO

EQUILIBRIO DEL ESTRIBO TOTAL

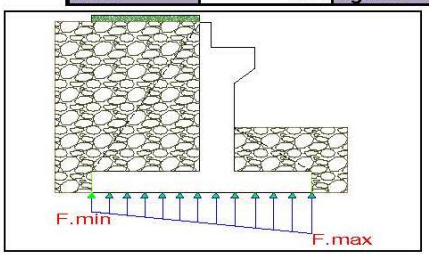
CALCULO DEL PESO

ELEMENTO	LARGO	ANCHO	ALTO	P.UNITARIO	TOTAL
Mensula	0.25	9.6	2.23	2400	12844.82
Pantalla	0.65	9.6	11.27	2400	168779.52
Zapata	10.45	9.6	0.60	2400	144460.80
Tierra interior	4.95	9.6	13.25	1976.5306	1244502.73
Tierra exterior	4.85	9.6	0.90	2104.0816	88169.44
Crg. Muerta	64623	5	1.00	1	323115.00
Crg. Vivas	40893	5	1.00	1	204465.00
				Suma...kg..	2186337.31

CALCULO DEL MOMENTO (CON SISMO)

Momento por metro 422161 Kg.m
Ancho de pantalla 9.60 m
Momento por sismo tot. 4052747.33 Kg.m

FATIGA EN EL SUELO		
Carga	2186337.	kg
Momento	4052747	kg.m
Ancho base	9.6	m
Largo de base	10.45	m
AREA	100.32	m2
W.RESIST.	174.72	m3
P/A	21794.	Kg/m2
M/W	23195.	Kg/m2
F.max	4.50	**Kg/cm2**
F.min	0.14	**Kg/cm2**



DISEÑO DE PILOTES

RESISTENCIA DE LA PUNTA DE UN PILOTE

Estratigrafía	N_{SPT}	Prof. (m)	ρ_d (kg/m³)	W(%)	ρ_{sat} (kg/m³)	σ'_0 (kg/m³)	N_{SPT} CORR.	ϕ (°)	c (kg/m²)
Arcilla limosa (CL)	12	0.8	1640	21.1	1986.04	788.83	12	5	5384.02
Arena limosa (SP-SM)	17	2.3	1790	21.1	2167.69	3474.52	11	30	0
Arcilla limosa (CL)	11	0.9	1670	25.4	2094.18	4459.28	11	7	4935.35
Limo arenoso (CL-ML)	20	0.9	1710	28.1	2190.51	5530.74	13	31	0
Grava limosa (GP-GM)	53	1.1	1940	7.1	2077.74	6716.25	32	36	0
Arena mal graduada (SP-SM)	75	1	1980	7.4	2126.52	7842.77	44	39	0

ANTERIORMENTE CALCULADO PARA EL NIVEL DE CIMENTACION 21391.3

q´(kg/m²) EN LA PUNTA 7842.77

$$C_N = 9.78 * \sqrt[z]{\frac{1}{\sigma'_0}} \qquad N_{SPT\ (COR)} = C_N * N_{SPT}$$

Se desprecia la cohesión en los estratos de arena, limos y gravas, ya que estos valores tienden a cero. La cohesión en los estratos de arcilla se determinó mediante fórmulas empíricas.

$$c_u = 4.4 * N_{SPT}$$ Stroud(1974) → Para estratos de arcilla

Angulo de friccion: el angulo de friccion se calculo mediante tablas para suelos arcillosos [11]. Para suelos granulares mediante formulas empíricas [1]

N_{SPT}	EN ARCILLAS		ø Ángulo de fricción Interna	E (Kg/cm²)
	q_u, kg/cm²	Descripción		
< 2	< 0.25	Muy blanda	0	3
2--4	0.25--0.50	Blanda	0--2	30
4--8	0.50--1.00	Media	2--4	45--90
8--15	1.00-2.00	Compacta	4--6	90--200
15--30	2.00-4.00	Muy Compacta	6--12	>200
> 30	> 4.00	Dura	> 14	

ø de fricción para arcillas [11]

$$\emptyset = 27.1 + 0.3 * N_{SPT\ (corr)} - 0.00054\left(N_{SPT(CORR)}{}^2\right)$$ Wolff (1989) → Para estratos granulares

Ecuación de Meyerhof

$$Qp = Ap(c * N_c + q' * N_q)$$

DONDE:

Qp: resistencia de la punta
Rp: resistencia del pilote
Ap: área de la punta de un pilote
ɣ: densidad del material
B: lado del pilote

c: cohesión del suelo que soporta la punta del pilote
q´: esfuerzo vertical efectivo a nivel de la punta del pilote
Qu: capacidad última de carga del suelo en la cabeza del pilote
Nc, Nq,Nɣ: factores de capacidad de carga
Df: profundidad de desplante o longitud del pilote

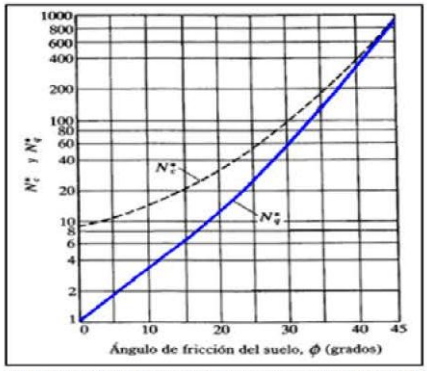
ø	39.25	grados
B(cm)	0.45	m
Ap	0.2025	m2
c	0	kg/m2
Nc*	400	
Nq*	370	
L	6	m
Lb	1	

$$q' = Df * \gamma$$

q´ 7842.774 kg/m2

$$q1\left(\frac{KN}{m^2}\right) = 50 * N_q$$

q1*Ap 312162 kg
Qp(Meyerhof) 312162 kg



Variación de los valores máximos de N'_c y N'_q, con el ángulo de fricción del suelo Φ (según Meyerhof, 1976)

RESISTENCIA POR FUSTE DE UN PILOTE

$$Q_s = \sum P * \Delta L * f$$

P: perimetro de la seccion del pilote

ΔL: longitud incremental del pilote sobre el cual P y f se consideran cst.

f: resistencia unitaria por friccion a cualquier profundidad z

$$f = K * \sigma'_0 * Tan(\delta)$$

K: coeficiente de presion de tierra

σ'_o: esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideracion

δ: angulo de friccion entre suelo y pilote, este valor varia entre 0.5ø-0.8ø

P(m²)	ΔL	δ=0.65ø	σ´0	K	f	Qs
1.8	0.8	3	788.832	1.09541311	49.0669786	70.6564492
1.8	2.3	20	3474.519	0.59394021	739.608386	3061.97872
1.8	0.9	5	4459.281	1.05375679	373.945466	605.791655
1.8	0.9	20	5530.74	0.58359344	1180.57652	1912.53397
1.8	1.1	23	6716.254	0.49216858	1436.98151	2845.22339
1.8	1	26	7842.774	0.44067965	1649.64459	2969.36026
					Qs(TOTAL)	11465.5444

$$Q_{adm} = \frac{Q_{p+}Q_s}{FS}$$

Qadm: capacidad de carga admisible

Qp: capacidad de carga del pilote

Fs: factor de seguridad (varia entre 2.5-4 [1])

Fs 2.5

Qadm (Meyerhof) 129451.005 kg

Tabla 5. 4: Ecuaciones de K para diferentes pilotes.

TIPO DE PILOTE	K
Perforado	$\approx K_o = 1 - sen\varphi$
Hincado, de bajo desplazamiento	$\approx K_o = 1 - sen\varphi$ a $1.4K_o = 1.4(1 - sen\varphi)$
Hincado, de alto desplazamiento	$\approx K_o = 1 - sen\varphi$ a $1.8K_o = 1.8(1 - sen\varphi)$

COMBINACION DE CARGAS	
1	CARGA MUERTA + EMPUJE DE TIERRA
2	CARGA MUERTA + EMPUJE DE TIERRA +CARGA VIVA
3	CARGA MUERTA + EMPUJE DE TIERRA + SISMO
4	CARGA MUERTA + EMPUJE DE TIERRA + CARGA VIVA + SISMO

GEOMETRIA DE LA ZAPATA

LARGO DE LA ZAPATA	10.45 m
ANCHO	9.6 m
Alto……..	0.6 m

Area…….. 100.32 m2

Tratamos de distribuir los pilotes de manera que, el centro de gravedad de los pilotes coincida con el centro de presiones, en caso no que no coicidir se tomara una distancia de 10cm como tolerancia.

CASO	FAT. Ext.	FAT.Int	F.media	R.Total (Tds)	Cap.pil.(Tds)	# pilotes
# 1	1.689278543	2.261822554	1.97555055	1981.87231	129.45	15.30982554
# 2	1.939010232	2.419716463	2.17936335	2186.33731	129.45	16.88930342
# 3	4.289332697	0.3382316	2.31378215	2321.186252	129.45	17.9310021
# 4	4.499	0.14	2.31951382	2326.936268	129.45	17.97542058

PILOTAJE CASO 1

RESULTADOS POR METRO

F.ext	1.69	kg/cm2
F. int	2.26	kg/cm2
F.media	1.98	kg/cm2

 # Pilotes 15.31

DISTRIBUCION DE PILOTES

Se ha hecho que el centro de gravedad de los pilotes coincida con el del diagrama de fatiga del suelo

Ubicación	Dist. Extremo	fatiga kg/cm2	# pilotes	# a colocar	# Pilotes*X
interior	0	2.26			
Fila 1	0.5	2.23	3.463	4	2
Fila 2	2.86	2.11	3.262	4	11.44
Fila 3	5.22	1.98	3.062	4	20.88
Fila 4	7.58	1.85	2.862	3	22.74
Fila 5	9.94	1.72	2.661	3	29.82
borde	10.45	1.69			
incremento por metro……		-0.055			
Suma de filas……		9.88		18	86.88

Xg=	4.90

CENTRO DE PRESION EN LA BASE

Como es diagrama de presiones es creciente en la direccion longitudinal del puente, se ubica el centro de presiones en el sentido corto de la zapata

ZONA	AREA	X.local	A.X
Rectángular	17.65	5.23	92.24
Triangular	2.99	3.48	10.42
Suman…	**20.64**		**102.66**

Xgp=	4.97	CUMPLE Xg=Xgp

PILOTAJE CASO 2

RESULTADOS POR METRO — **# Pilotes** 16.89

F.ext	1.939	kg/cm2
F.int	2.420	kg/cm2
F.media	2.18	kg/cm2

DISTRIBUCION DE PILOTES

Se ha hecho que el centro de gravedad de los pilotes coincida con el del diagrama de fatiga del suelo

Ubicación	Dist. Extremo	fatiga kg/cm2	# pilotes	# a colocar	# Pilotes*X
interior	0	2.420			
Fila 1	0.5	2.396716165	3.71435034	5	2.5
Fila 2	2.86	2.288154758	3.54610551	4	11.44
Fila 3	5.22	2.17959335	3.37786068	4	20.88
Fila 4	7.58	2.071031943	3.20961586	4	30.32
Fila 5	9.94	1.962470536	3.04137103	4	39.76
borde	10.45	1.939			
incremento por metro……		-0.0460006			
Suma de filas……		10.898		21	104.9

Xg=	**5.00**

CENTRO DE PRESION EN LA BASE

Como es diagrama de presiones es creciente en la direccion longitudinal del puente, se ubica el centro de presiones en el sentido corto de la zapata

ZONA	AREA	X.local	A.X
Rectángular	20.26	5.23	105.87
Triangular	2.51	3.48	8.75
Suman…	**22.77**		**114.62**

Xgp=	**5.03**	**CUMPLE Xg =Xgp**

PILOTAJE CASO 3

RESULTADOS POR METRO — **# Pilotes** 17.93

F.ext	4.289	kg/cm2
F.int	0.338	kg/cm2
F.media	2.31	kg/cm2

DISTRIBUCION DE PILOTES

Se ha hecho que el centro de gravedad de los pilotes coincida con el del diagrama de fatiga del suelo

Ubicación	Dist. Extremo	fatiga kg/cm2	# pilotes	# a colocar	# Pilotes*X
interior	0	0.338			
Fila 1	0.5	0.5272795	0.81791461	1	0.5
Fila 2	2.86	1.419585585	2.20205751	4	11.44
Fila 3	5.22	2.31189167	3.58620042	4	20.88
Fila 4	7.58	3.204197755	4.97034333	5	37.9
Fila 5	9.94	4.09650384	6.35448624	7	69.58
borde	10.45	4.289			
incremento por metro……		0.378095799			
Suma de filas……		11.559		21	140.3

Xg=	**6.70**

CENTRO DE PRESION EN LA BASE

Como es diagrama de presiones es creciente en la direccion longitudinal del puente, se ubica el centro de presiones en el sentido corto de la zapata

ZONA	AREA	X.local	A.X
Rectángular	3.53	5.23	18.47
Triangular	20.64	6.97	143.82
Suman…	**24.18**		**162.29**

Xgp=	**6.71**	**CUMPLE Xg=Xgp**

PILOTAJE CASO 4

RESULTADOS POR METRO — **# Pilotes** 17.98

F.ext	4.499	kg/cm2
F.int	0.140	kg/cm2
F.media	2.32	kg/cm2

DISTRIBUCION DE PILOTES

Se ha hecho que el centro de gravedad de los pilotes coincida con el del diagrama de fatiga del suelo

Ubicación	Dist. Extremo	fatiga kg/cm2	# pilotes	# a colocar	# Pilotes*X
interior	0	0.140			
Fila 1	0.5	0.349	0.54095007	1	0.5
Fila 2	2.86	1.333	2.06801709	4	11.44
Fila 3	5.22	2.317	3.59508412	4	20.88
Fila 4	7.58	3.302	5.12215114	6	45.48
Fila 5	9.94	4.286	6.64921817	7	69.58
borde	10.45	4.499			
incremento por metro……		0.417103033			
Suma de filas……		11.587		22	147.88

Xg= 6.80

CENTRO DE PRESION EN LA BASE

Como es diagrama de presiones es creciente en la direccion longitudinal del puente, se ubica el centro de presiones en el sentido longitudinal de la zapata

ZONA	AREA	X.local	A.X
Rectángular	1.46	5.23	7.65
Triangular	22.77	6.97	158.66
Suman…	**24.24**		**166.31**

Xgp= 6.86 **CUMPLE Xg=Xgp**

ENVOLVENTE DE NUMERO DE PILOTES POR FILA

Ubicación	Dist. Extremo	CASO1	CASO2	CASO3	CASO4	PILOTES COLOCADOS	# Pilotes*X
interior	0						
Fila 1	0.5	4	5	1	1	5	2.50
Fila 2	2.86	4	4	4	4	4	11.44
Fila 3	5.22	4	4	4	4	4	20.88
Fila 4	7.58	3	4	5	6	6	45.48
Fila 5	9.94	3	4	7	7	7	69.58
borde	10.45			SUMAN		26	149.88

Xg= 5.80

CENTRO DE PRESION EN LA BASE

Xgp= 5.89 **CUMPLE Xg=Xgp**

ESTRIBOS PUENTE NORCAY

COMPROBACIÓN DEL GRUPO DE PILOTES DEL ESTRIBOS

RESULTADOS POR METRO	
Fmax	4.50 kg/cm2
Fmin	0.14 kg/cm2

largo de la zapata	9.6	m
Ancho de la zapata	10.45	m
Carga total……	2326936	Kg
Capacidad de un piloe	129.45	Ton
Numero pilotes……	**19.00**	**pil.**
NUMERO DE PILOTES TOMADOS	26.00	

EFICIENCIA DE GRUPO DE PILOTES

η= eficiencia del grupo
Qg(u)= capacidad ultima de carga del gupo de pilotes
Qu= capacidad ultima de carga de cada pilote sin el efecto del grupo

$$n = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} \qquad \eta = \frac{2(n1 + n2 - 2)d + 4D}{pn1n2}$$

Lg= lado largo de la zapata
Bg= lado corto de la zapata
n1= numero de pilotes en la longitud Lg
n2= numero de pilotes en la longitud Bg
d= distancia mas corta entre pilotes
D= ancho del pilote rectangular
p= perimetro del pilote individual

DATOS	
D	0.45
Lg	10.45
Bg	9.6
n1	5
n2	7
d	2.3

RESULTADOS		
η	76%	PILOTES TRABAJAN EN GRUPO
Qg(u)	2553677.93 kg	RESISTEN LOS PILOTES

ASENTAMIENTO ELÁSTICO EN EL GRUPO DE PILOTES

Para un grupo de pilotes en arena y grava , Meyerhof (1976) sugerio la siguiente relacion empirica

$$S_{g(e)}(mm) = \frac{0.92 * q * \sqrt{B_g} * I}{N_{cor}} \qquad q\left(\frac{kN}{m^2}\right) = \frac{Q_g}{L_g * B_g} \qquad I = 1 - \frac{L}{8 * B_g} \geq 0.5$$

$S_{g(e)}$= asentamiento del grupo de pilotes
Bg y Lg = ancho y longitud de la sección del grupo de pilotes, respectivamente en (m).
N_{cor} = número de penetración estándar corregido dentro de la zona de asentamiento.
I= factor de influencia
L= longitud de empotramiento de los pilotes (m)

Bg	10.45	m
Lg	9.6	m
L	7	m
# pilote	26.00	

RESULTADOS		
q=	227.47 kN/m2	
I=	0.91	
$S_{g(e)}$=	13.4 mm	EL ASENTAMIENTO ES ACEPTABLE

CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Del análisis realizado a los suelos de la cimentación del puente Norcay se determinó que el estrato a nivel del cimiento se trata de una arcilla de baja plasticidad (CL), lo que implica una baja capacidad portante del mismo, inferior a la exigida por el diseño definitivo.

Los resultados del ensayo SPT realizados en el estrato a nivel de cimentación arrojan valores de N_{SPT} igual a 12; además, las muestras tomadas en el estrato indicado tienen un ρ_d=1640Kg/m^3 y un w(%)=21, A partir de estos resultados, determinamos la C=5384Kg/m^2 y un Φ=5°, los cuales nos dan una capacidad pórtate del suelo de 1,67 Kg/cm^2 que se puede observar en la tabla 4.5, pero el diseño definitivo exige una capacidad portante del suelo de 4.9 Kg/cm^2.

A 6m de profundidad con respecto al nivel de cimentación inicial, los ensayos SPT, indican que tenemos un estrato de arena mal graduada con presencia de limos (SP-SM) con un N_{SPT} igual a 75. La experiencia internacional considera que valores de N_{SPT} mayor que 50 constituyen estratos resistentes, en los cuales se recomienda cimentar la estructura a esta profundidad.

Para cimentar en esta profundidad se requiere utilizar cimentaciones profundas, para lo cual realizamos el estudio de la cimentación con pilotes hincados.

De las muestras (alteradas) tomadas del estrato resistente, tenemos los siguientes resultados:

$N_{SPT(COR)}$=44
C=0 Kg/m^2
Φ=39°,
%w=7.4
ɣd=1980 Kg/m^3

En el cálculo de pilotes tenemos que; la capacidad de carga por punta es 312.16 Ton y por fricción es 11465.5. Considerando estas capacidades de carga y tomando un factor de seguridad de 2.5, la capacidad admisible de carga es igual a 129.45Ton. Para los diferentes esfuerzos causados por las combinaciones de carga recomendados es necesario el uso de 26 pilotes, estos pilotes están trabajando en grupo con una eficiencia 76% como se muestra en las secciones 5.3, 5.4 5.5, lo que tenemos una carga total del grupo de 2557.93Ton.

La estructura, tomando en cuenta la combinación de carga más desfavorable demanda una carga de 2326.9 Ton, que es menor a la que soporta el grupo de pilotes, por lo tanto el diseño es válido.

Es recomendable realizar la nueva topografía antes de ejecutar la construcción del puente Norcay, ya que debido a las constantes inundaciones, explotación minera y la agricultura (sistemas de riego) que hay en dicho sector la morfología del terreno cambia.
Además es necesario realizar las comprobaciones geotécnicas por la importancia de la obra que se está ejecutando, para no tener complicaciones a futuro.

Por la experiencia adquirida en nuestra investigación se recomienda que las próximas perforaciones en el proyecto se realicen en los ejes de las cimentaciones y no como se había realizado en el estudio que se encuentran a 20 metros con respecto a los ejes de la cimentación. Por estas razones se pueden presentar grandes variaciones como en la cimentación del puente Norcay.

En la construcción del pilote; además de controlar la dosificación se debe realizar un adecuado vibrado en el momento de colocación del hormigón, de modo que este alcance su máxima resistencia para que en el pilote no se produzcan fracturas en el momento del hincado.

BIBLIOGRAFIA

[1] Braja M. Das (2001) “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica”. Editorial Teaching and Learning. México

[2] Alva Hurtado Jorge (2011) “Cimentaciones” Editorial ICG. Perú

[3] Das, Braja M. (2006) “Principios de Ingeniería de Cimentación “Editorial Thomson and Learning, México

[4] Juárez Badillo y Rico Rodríguez. (2005) “Fundamentos de la Mecánica de Suelos” Editorial Limusa México (Tomos I y II). México

[5] Terzaghi Karl y Peck Ralph B. (1971) “Mecánica de Suelos en la Ingeniería práctica” Editorial El Ateneo S.A Barcelona- Buenos Aires- Caracas- Lima – México – Montevideo – Río De Janeiro

[6] Coello Cristian (2009) “Estudios hidrológicos, climatológicos y modelos hidráulicos, en el marco del proyecto de control de Inundaciones Bulubulu - Cañar y Naranjal”. Ecuador

[7] Vallecilla Carlos Ramiro (1995) “Manual de puentes en concreto reforzado”, Editorial Bauen. Colombia

[8] Normas AASHTO 2004.

[9] Andrew Pytel y Ferdinand L. Singer (2008) “Resistencia de Materiales”, Editorial Oxford. México

[10] Norma Ecuatoriana de la construcción. NEC. Ecuador

[11] Crespo Villalaz Carlos (1994) “Mecánica de suelos y cimentaciones”. Editorial Limusa, S.A. DE C.V. Perú

[12] Quezada Paul y Coronel Julián (2009) “Geología Y Geotecnia en los sitios de las obras del proyecto Control de Inundaciones del Rio Cañar”. Ecuador